

DECKBLATT

EU 454	Projekt	PSP-Element	Obj. Kenn.	Aufgabe	UA	Lfd. Nr.	Rev.
	N A A N	N N N N N N N N N N	N N N N N N	X A A X X	A A	N N N N	N N
	9K	35215	-	GH	RB	0021	00

Titel der Unterlage:

Endlager Konrad Schachtverfüllung/Alte Bohrungen Bericht Teil A II
 Ergebnisse des Untersuchungsprogramms im Bereich der Unterkraide
 (541 m-Sohle)

Seite:

I.

Stand:

04.12.91

Ersteller:



Textnummer:

Stempelfeld:

PSP-Element TP.../...:

Plan-Kapitel: 3.1.10.2

PL
16.12.91



Freigabe für Behörden

PL
16.12.91



Freigabe im Projekt

Diese Unterlage unterliegt samt Inhalt dem Schutz des Urheberrechts sowie der Pflicht zur vertraulichen Behandlung auch bei Beförderung und Vernichtung und darf vom Empfänger nur auftragsbezogen genutzt, vervielfältigt und Dritten zugänglich gemacht werden. Eine andere Verwendung und Weitergabe bedarf der ausdrücklichen Zustimmung des BfS.

Revisionsblatt

BfS

EU 454	Projekt	PSP-Element	Obj. Kenn.	Aufgabe	UA	Lfd. Nr.	Rev.
	N A A N	N N N N N N N N N N	N N N N N N	X A A X X	A A	N N N N	N N
	9K	35215	-	GH	RB	0021	00

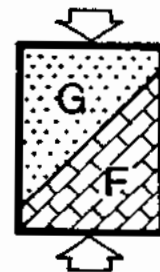
Titel der Unterlage:
 Endlager Konrad Schachtverfüllung/Alte Bohrungen Bericht
 Teil A II Ergebnisse des Untersuchungsprogramms im Bereich der
 Unterkreide (541 m-Sohle)

Seite:
 II.

Stand:
 04.12.91

Rev.	Revisionsst. Datum	verant. Stelle	Gegenzeichn. Name	rev. Seite	Kat. *)	Erläuterung der Revision

*) Kategorie R = redaktionelle Korrektur
 Kategorie V = verdeutlichende Verbesserung
 Kategorie S = substantielle Änderung
 Mindestens bei der Kategorie S müssen Erläuterungen angegeben werden.



Endlager Konrad
Schachtverfüllung / Alte Bohrungen

Bericht Teil AII
Ergebnisse des Untersuchungsprogramms
im Bereich der Unterkreide
(541 m-Sohle)

Text, Abbildungen

Aachen, den 04.12.1991

Der Bericht wurde im Auftrag des Bundesamtes für Strahlenschutz (BfS) erstellt. Das BfS behält sich alle Rechte vor. Insbesondere darf dieser Bericht nur mit Zustimmung des BfS zitiert, ganz oder teilweise vervielfältigt bzw. Dritten zugänglich gemacht werden.

Zusammenfassung

Im Rahmen des Genehmigungsverfahrens für das Endlager Konrad sollen quantitative Nachweise der Dichtigkeit für die alten Tiefbohrungen im Modellgebiet Konrad und für die später zu verfüllenden Schächte geführt werden. Hierzu ist die Kenntnis der mechanischen und hydraulischen Kennwerte des Gebirges im Bereich der die natürliche Barriere bildenden Schichten der Unterkreide erforderlich. Zur Ermittlung dieser Kennwerte und zur unmittelbaren Beobachtung des Gebirgsverhaltens wurden im Rahmen eines Untersuchungsprogrammes vom Schacht Konrad 2 aus je eine Untersuchungsstrecke im Mittelalb (343 m-Sohle) und im Mittelbarrême (541 m-Sohle) aufgeföhren. Von den Untersuchungsstrecken aus wurden Bohrungen zur Durchführung von Feldversuchen hergestellt.

Im vorliegenden Teil AII des Berichtes zur Schachtverfüllung und zur Dichtigkeit der alten Bohrungen werden die Ergebnisse der Untersuchungen im Barrême/Hauterive (541 m-Sohle) mitgeteilt.

Mit Hilfe von Bohrlochaufweitungsversuchen und Laborversuchen wurden unter Berücksichtigung der Kartierungsergebnisse die Verformbarkeit und die Festigkeit des Gebirges bestimmt und ein mechanisches Modell für das Gebirge entwickelt. Weiterhin wurde der Primärspannungszustand durch in situ-Messungen ermittelt. Durch eine rechnerische Interpretation der in der Strecke und im angrenzenden Gebirge gemessenen Verformungen nach der Methode der Finiten Elemente wurde das mechanische Modell verbessert und für weitere Berechnungen im Zuge der zu föhrenden Nachweise kalibriert.

Zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit des Gebirges wurden Wasserabpreßversuche sowohl im Bereich des durch den Schacht beeinflussten als auch im Bereich des ungestörten Gebirges durchgeführt. Die Ergebnisse der Wasserabpreßversuche bedürfen aufgrund der um die Testbohrungen herum entstehenden Auflockerungszonen einer gesonderten Interpretation und können nicht unmittelbar für die Nachweisführung übernommen werden. Die Wasserabpreßversuche wurden durch Ultraschallmessungen ergänzt, mit denen die durch den Schacht bzw. durch die Strecke verursachten Beeinflussungen des Gebirges nachgewiesen werden konnten.

Die Standsicherheit von Bohrlöchern in den Schichten des Barrême/Hauterive wurde mit Hilfe von Fernsehsondierungen, Kalibermessungen, Televiwermessungen und Lotungen beobachtet. Es wurde der Einfluß von Bohrlochfüllungen bestehend aus Süßwasser, Salzwasser und Ton-Wasser-Dickspülung untersucht. Hierbei zeigte sich, daß die Bohrungen insbesondere bei Flüssigkeitsbefüllung eine sehr geringe Standsicherheit besitzen und sich nach einiger Zeit nahezu vollständig mit Nachfall auffüllen. Das nachgebrochene und weitgehend zerfallene Material erwies sich in Laborversuchen als nur gering wasserdurchlässig. Die Bohrlochbeobachtungen wurden durch Zerfallsversuche an Gesteinsproben im Labor ergänzt. Weiterhin wurden umfangreiche mineralogische Untersuchungen durchgeführt.

Das Nachbruch- und Zerfallsverhalten sowie die in den Bohrungen beobachteten Ausbruchsformen können anhand der Laborversuche, der Mineralogie und der tektonischen Beanspruchung des Gebirges nachvollzogen werden.

Die im Rahmen des Untersuchungsprogramms auf der 541 m-Sohle erhaltenen Ergebnisse können auf der Grundlage der aus der Bohrung Konrad 101 vorliegenden Kenntnisse über die Lithologie, die Mineralogie und die Wasserdurchlässigkeit sowie auf der Grundlage der regionalen tektonischen Verhältnisse auf die gesamte Schichtenfolge des Barrême und des Hauterive im Modellgebiet Konrad übertragen werden. Die Ergebnisse sind für die bezüglich der Schachtverfüllung und der alten Bohrungen zu führenden Nachweise ausreichend, soweit sie das Gebirge im Bereich des Barrême und des Hauterive betreffen.

<u>Inhalt</u>	<u>Seite</u>
1. Einleitung	1 - 1
2. Untersuchungsprogramm	2 - 1
3. Streckenvorbohrung auf der 541 m-Sohle	3 - 1
3.1 Ablauf der Bohrarbeiten	3 - 1
3.2 Bohrerergebnisse	3 - 2
3.3 Beobachtungen während des Streckenvortriebs	3 - 4
4. Auffahrung der Untersuchungsstrecke auf der 541 m-Sohle	4 - 1
4.1 Ausbruch und Sicherung	4 - 1
4.2 Kartierungen und Beobachtungen beim Streckenvortrieb	4 - 2
4.3 Auswertung der Kartierungen hinsichtlich der Trennflächenraumstellung	4 - 4
5. Verformungsmessungen	5 - 1
5.1 Meßprogramm	5 - 1
5.2 Meßergebnisse	5 - 2
5.2.1 Meßquerschnitt 1	5 - 2
5.2.2 Meßquerschnitt 2	5 - 4
5.2.3 Meßquerschnitt 3	5 - 7
5.2.4 Meßquerschnitt 4	5 - 11
6. Ergebnisse der Untersuchungsbohrungen und der Feldversuche auf der 541 m-Sohle	6 - 1
6.1 Bohrerergebnisse	6 - 1
6.2 Dilatometerversuche	6 - 2
6.2.1 Versuchsgerät und Versuchsdurchführung	6 - 2
6.2.2 Auswertung und Ergebnisse der Versuche	6 - 2
6.3 Primärspannungsmessungen	6 - 5
6.3.1 Versuchsgeräte und Versuchsdurchführung	6 - 5
6.3.2 Auswertung und Ergebnisse der Versuche	6 - 7
6.4 Wasserabpreßversuche (WD-Tests)	6 - 10
6.4.1 Versuchsapparatur und Versuchsdurchführung	6 - 10
6.4.2 Auswertung und Ergebnisse der Versuche	6 - 10

<u>Inhalt</u>	<u>Seite</u>
6.5 Ultraschallmessungen	6 - 15
6.5.1 Versuchsapparatur und Versuchsdurchführung	6 - 15
6.5.2 Auswertung und Ergebnisse der Messungen	6 - 16
7. Versuche zum Zerfall und Beobachtungen in vertikalen Bohrlöchern	7 - 1
7.1 Vorgehensweise, Untersuchungsziele und Untersuchungsmethoden	7 - 1
7.2 Bohrung V101	7 - 3
7.3 Bohrung V102	7 - 6
7.4 Bohrung V103	7 - 10
7.5 Bohrung V104	7 - 13
7.6 Bohrung V105	7 - 15
7.7 Zusammenfassung der Ergebnisse	7 - 17
8. Laborversuche	8 - 1
8.1 Mineralogische Zusammensetzung des Gesteins	8 - 1
8.2 Dichte und Wassergehalt des Gesteins	8 - 3
8.3 Porosität, Korndichte und Sättigungsgrad	8 - 4
8.4 Verformbarkeit und Festigkeit des Gesteins	8 - 4
8.4.1 Einaxiale Druckversuche	8 - 4
8.4.2 Dreiaxiale Druckversuche	8 - 6
8.5 Quellverhalten des Gesteins	8 - 7
8.5.1 Quellhebungsversuche	8 - 7
8.5.2 Quelldruckversuche	8 - 9
8.5.3 Quellversuche nach Huder/Amberg	8 - 10
8.5.4 Quellparameter	8 - 12
8.6 Zerfallsstabilität des Gesteins	8 - 13
8.7 Wasserdurchlässigkeit des zerfallenen Gesteins	8 - 15
9. Interpretation der Verformungsmessungen in der Strecke	9 - 1
9.1 Zielsetzung	9 - 1
9.2 Berechnungsgrundlagen	9 - 2
9.3 Berechnungsausschnitt, Randbedingungen und untersuchte Fälle	9 - 2
9.4 Gebirgsspannungszustand vor dem Auffahren der Strecke	9 - 4

<u>Inhalt</u>	<u>Seite</u>
9.5 Spannungs- und Verformungszustand nach dem Auffahren der Strecke	9 - 5
9.5.1 Elastisches Gebirgsverhalten	9 - 5
9.5.2 Elastisch-viskoplastisches Gebirgsverhalten	9 - 7
9.5.3 Berücksichtigung von Trennflächen	9 - 7
9.5.4 Berücksichtigung einer Spritzbetonsicherung im Streckengewölbe	9 - 9
9.5.5 Berücksichtigung einer Spritzbetonsicherung im Gewölbe und in den Stößen der Strecke	9 - 9
9.6 Vergleich der gemessenen Verschiebungen mit den Berechnungsergebnissen	9 - 10
9.7 Interpretation der First- und Stoßverschiebungen	9 - 11
9.7.1 Meßquerschnitte 2, 4 und 3 (Station 20,8 m)	9 - 11
9.7.2 Meßquerschnitte 1 und 3 (Station 19,0 m)	9 - 15
9.8 Interpretation der Sohlhebungen	9 - 18
10. Interpretation der Beobachtungen in den Vertikal- bohrungen V101 - V105	10 - 1
11. Felsmechanische Kennwerte und Primärspannungszustand	11 - 1
12. Extrapolation der Ergebnisse auf die Schichtenfolge des Barrême und des Hauterive	12 - 1

Literatur

Abbildungen

- AII-2.1 Übersichtsplan 541 m-Sohle: Grundriß
- AII-2.2 Übersichtsplan 541 m-Sohle: Längsschnitt
- AII-2.3 Übersichtsplan 541 m-Sohle: Querschnitte
- AII-2.4 Untersuchungsbohrungen 541 m-Sohle: Tabellarische
Übersicht
-
- AII-3.1 Streckenvorbohrung B10: Zeitablauf der Bohrarbeiten
- AII-3.2 Streckenvorbohrung B10: Bohrerergebnisse
- AII-3.3.1 Streckenvorbohrung B10: Bohrkernfotos 1,0 ÷ 12,0 m
- AII-3.3.2 Streckenvorbohrung B10: Bohrkernfotos 12,0 ÷ 25,0 m
- AII-3.3.3 Streckenvorbohrung B10: Bohrkernfotos 25,0 ÷ 34,8 m
- AII-3.4 Streckenvorbohrung B10: Fotodokumentation während des
Streckenfortschritts, Stat. 3,1 und 5,0 m
- AII-3.5 Streckenvorbohrung B10: Fotodokumentation während des
Streckenfortschritts, Stat. 6,0 und 9,8 m
-
- AII-4.1 Untersuchungsstrecke 541 m-Sohle:
Streckenquerschnitte und Sicherung
- AII-4.2 Untersuchungsstrecke 541 m-Sohle:
Zeitlicher Ablauf der Ausbruch- und
Sicherungsarbeiten
- AII-4.3 Untersuchungsstrecke 541 m-Sohle:
Kartierung der Stöße und der Firste
- AII-4.4 Untersuchungsstrecke 541 m-Sohle:
Ortsbrustkartierungen, Stationen 0,0 m und 0,7 m
- AII-4.5 Untersuchungsstrecke 541 m-Sohle:
Ortsbrustkartierungen, Stationen 3,1 m und 8,2 m
- AII-4.6 Untersuchungsstrecke 541 m-Sohle:
Ortsbrustkartierungen, Stationen 13,9 m und 20,7 m
- AII-4.7 Untersuchungsstrecke 541 m-Sohle:
Ortsbrustkartierungen, Stationen 32,4 m und 40,0 m
- AII-4.8 Untersuchungsstrecke 541 m-Sohle:
Fotodokumentation Ortsbrust, Station 0,0 m
- AII-4.9 Untersuchungsstrecke 541 m-Sohle:
Fotodokumentation linker Stoß, Station 0 ÷ 1,5 m
- AII-4.10 Untersuchungsstrecke 541 m-Sohle:
Fotodokumentation Ortsbrust, Station 2,2 m

- AII-4.11 Untersuchungsstrecke 541 m-Sohle:
Fotodokumentation Ortsbrust, Station 5,0 m
- AII-4.12 Untersuchungsstrecke 541 m-Sohle:
Fotodokumentation Ortsbrust, Stationen 6,0 und 13,9 m
- AII-4.13 Untersuchungsstrecke 541 m-Sohle:
Fotodokumentation Ortsbrust, Stationen 20,7 und
27,7 m
- AII-4.14 Untersuchungsstrecke 541 m-Sohle:
Statistische Auswertung der Kartierungen (Blatt 1)
- AII-4.15 Untersuchungsstrecke 541 m-Sohle:
Statistische Auswertung der Kartierungen (Blatt 2)
- AII-4.16 Untersuchungsstrecke 541 m-Sohle:
Statistische Auswertung der Kartierungen (Blatt 3)
- AII-4.17 Untersuchungsstrecke 541 m-Sohle:
Statistische Auswertung der Kartierungen (Blatt 4)
-
- AII-5.1 Untersuchungsstrecke 541 m-Sohle:
Meßprogramm - Übersicht
- AII-5.2 MQ1 (Station 1,5 m): Nivellements - Zeitlicher
Verlauf der Firstsenkung und der Sohlhebung
- AII-5.3 MQ1 (Station 1,5 m): Konvergenzmessungen. Zeitlicher
Verlauf der vertikalen (V) und horizontalen (H)
Konvergenzen
- AII-5.4 MQ1 (Station 1,5 m): Konvergenzmessungen. Zeitlicher
Verlauf der diagonalen Meßstrecken (D1 bis D4)
- AII-5.5 MQ1 (Station 1,5 m): Ergebnisse der Nivellements und
Konvergenzmessungen (Stand 22.08.1991)
- AII-5.6 MQ2 (Station 7,7 m): Nivellements. Zeitlicher Verlauf
der Firstsenkung und der Sohlhebung
- AII-5.7 MQ2 (Station 7,7 m): Konvergenzmessungen. Zeitlicher
Verlauf der vertikalen (V) und der horizontalen (H)
Konvergenzen
- AII-5.8 MQ2 (Station 7,7 m): Konvergenzmessungen. Zeitlicher
Verlauf der diagonalen Konvergenzen (D1 bis D4)
- AII-5.9 MQ2 (Station 7,7 m): Ergebnisse der Nivellements und
Konvergenzmessungen (Stand 22.08.1991)
- AII-5.10 MQ3 (Station 19,0 m): Nivellements. Zeitlicher
Verlauf der Firstsenkung und der Sohlhebung

- AII-5.11 MQ3 (Station 19,0 m): Konvergenzmessungen. Zeitlicher Verlauf der vertikalen (V) und der horizontalen (H) Konvergenzen
- AII-5.12 MQ3 (Station 19,0 m): Konvergenzmessungen. Zeitlicher Verlauf der diagonalen Konvergenzen (D1 bis D4)
- AII-5.13 MQ3 (Station 19,0 m): Ergebnisse der Nivellements und Konvergenzmessungen (Stand 22.08.1991)
- AII-5.14 MQ3 (Station 20,8 m): Extensometermessungen. Zeitlicher Verlauf der Verschiebungen des Sohlextensometers E4
- AII-5.15 MQ3 (Station 20,8 m): Extensometermessungen. Zeitlicher Verlauf der Verschiebungen des Stoßextensometers E5
- AII-5.16 MQ3 (Station 20,8 m): Extensometermessungen. Zeitlicher Verlauf der Verschiebungen des Firstextensometers E6
- AII-5.17 MQ3 (Station 20,8 m): Ergebnisse der Extensometermessungen (Stand 22.08.1991)
- AII-5.18 MQ4 (Station 30,2 m): Nivellements. Zeitlicher Verlauf der Firstsenkung und der Sohlhebung
- AII-5.19 MQ4 (Station 30,2 m): Konvergenzmessungen. Zeitlicher Verlauf der vertikalen (V) und der horizontalen (H) Konvergenzen
- AII-5.20 MQ4 (Station 30,2 m): Konvergenzmessungen. Zeitlicher Verlauf der diagonalen Konvergenzen (D1 bis D4)
- AII-5.21 MQ4 (Station 30,2 m): Ergebnisse der Nivellements und Konvergenzmessungen (Stand 22.08.1991)
- AII-6.1 Dilatometerversuche in der Bohrung V102: Versuchsgerät und Auswertebeispiel
- AII-6.2 Dilatometerversuche in der Bohrung V102: Ergebnisse der Versuchsauswertungen
- AII-6.3 Primärspannungsmessungen in den Bohrungen F101 und F102: Lage der Versuchsorte
- AII-6.4 Primärspannungsmessungen in den Bohrungen F101 und F102: Ergebnisse der Versuchsauswertung
- AII-6.5 Wasserabpreßversuche (WD-Tests): Einzelergebnisse der Auswertungen, Bohrungen W101 ÷ W104 und W106 ÷ W110

- III-6.6 Wasserabpreßversuche (WD-Tests): Ergebnisse in der Übersicht, Bohrungen W101, W102, W108
- III-6.7 Wasserabpreßversuche (WD-Tests): Ergebnisse in der Übersicht, Bohrungen W103, W104, W109
- III-6.8 Wasserabpreßversuche (WD-Tests): Ergebnisse in der Übersicht, Bohrung W106
- III-6.9 Wasserabpreßversuche (WD-Tests): Ergebnisse in der Übersicht, Bohrungen W107, W110
- III-6.10 Wasserabpreßversuche (WD-Tests): Versuchsergebnisse in Abhängigkeit vom Abstand zum Schacht
- III-6.11 Ultraschallmessungen: Geschwindigkeit der Kompressionswellen, Bohrungen U101/102, U103/104, U103a/104a
- III-6.12 Ultraschallmessungen: Geschwindigkeit der Kompressionswellen, Bohrungen U105/106 ÷ U111/112
-
- III-7.1 Zeitlicher Ablauf der Bohrlochmessungen und des Zerfalls, Bohrung V101
- III-7.2 Fotos TV-Sondierung in Bohrung V101, 25.09.1990
- III-7.3 Fotos TV-Sondierung in Bohrung V101, 08.05.1991
- III-7.4 Kaliber-Log/Gamma-Ray-Log in Bohrung V101, 08.05.1991
- III-7.5 Zeitlicher Ablauf der Bohrlochmessungen und des Zerfalls, Bohrung V102
- III-7.6 Fotos TV-Sondierung in Bohrung V102, 29.08.1990
- III-7.7 Fotos TV-Sondierung in Bohrung V102, 18.04.1991
- III-7.8 Televierermessungen in Bohrung V102: Messungen nach der 1. Befüllung
- III-7.9 8-Arm-Kaliber-Log in Bohrung V102, Messung vom 18.04.1991
- III-7.10 Kaliber-Log/Gamma-Ray-Log in Bohrung V102, 18.04.1991
- III-7.11 Zeitlicher Ablauf der Bohrlochmessungen und des Zerfalls, Bohrung V103
- III-7.12 Fotos TV-Sondierung in Bohrung V103, 06.06.1991
- III-7.13 Kaliber-Log/Gamma-Ray-Log in Bohrung V103, 06.06.1991
- III-7.14 Zeitlicher Ablauf der Bohrlochmessungen und des Zerfalls, Bohrung V104
- III-7.15 Fotos TV-Sondierung in Bohrung V104, 03.07.1991
- III-7.16 Kaliber-Log/Gamma-Ray-Log in Bohrung V104, 03.07.1991

- AII-7.17 Zeitlicher Ablauf der Bohrlochmessungen und des Zerfalls, Bohrung V105
- AII-7.18 Fotos TV-Sondierung in Bohrung V105, 12.07.1991
- AII-7.19 Kaliber-Log/Gamma-Ray-Log in Bohrung V105, 23.07.1991

- AII-8.1 Mineralbestand und Gehalt an organischem Kohlenstoff
- AII-8.2 Karbonatgehalt (Calcit, Dolomit und Siderit)
- AII-8.3 Korngrößenverteilung
- AII-8.4 Streckenvorbohrung B10: Mineralbestand und Gehalt an organischem Kohlenstoff
- AII-8.5 Häufigkeitsverteilung der Gesteinsdichten und Wassergehalte
- AII-8.6 Porenanteile, Korndichte und Sättigungsgrad von Proben aus der Vorbohrung B10
- AII-8.7 Ergebnisse der einaxialen Druckversuche
- AII-8.8 Ergebnisse der dreiaxialen Druckversuche an Prüfkörpern aus der Vorbohrung B10
- AII-8.9 Ergebnisse der dreiaxialen Druckversuche an Prüfkörpern aus der Bohrung V104
- AII-8.10 Ergebnisse der Quellhebungsversuche mit destilliertem Wasser
- AII-8.11 Ergebnisse der Quellhebungsversuche mit Salzwasser
- AII-8.12 Ergebnisse der Quelldruckversuche
- AII-8.13 Ergebnisse der Huder/Amberg-Versuche mit destilliertem Wasser an Prüfkörpern aus der Vorbohrung B10
- AII-8.14 Ergebnisse der Huder/Amberg-Versuche mit Salzwasser aus dem Hilssandstein an Prüfkörpern aus der Vorbohrung B10
- AII-8.15 Ergebnisse der Huder/Amberg-Versuche mit Salzwasser aus dem Oxford (Ort 300) an Prüfkörpern aus der Vorbohrung B10
- AII-8.16 Auswertung der Quellversuche im Hinblick auf die Quellparameter
- AII-8.17 Ergebnisse der Tauchversuche an Proben aus der Vorbohrung B10
- AII-8.18 Ergebnisse der Tauchversuche an Proben aus der Bohrung V104

- AII-8.19 Fotodokumentation des in situ zerfallenen Gesteins
(Teil 1): Entnahme aus der Bohrung V102
- AII-8.20 Fotodokumentation des in situ zerfallenen Gesteins
(Teil 2): Entnahme aus der Bohrung V102
- AII-8.21 Wasserdurchlässigkeit des in situ zerfallenen
Gesteins: Entnahme aus der Bohrung V102
- AII-9.1 Interpretation der Verformungsmessungen:
Berechnungsausschnitt, FE-Netz und Randbedingungen
- AII-9.2 Interpretation der Verformungsmessungen:
Rechenschritte
- AII-9.3 Fälle A, B, C: Felsmechanische Kennwerte
- AII-9.4 Fall A1: Radialverschiebungen und
Hauptnormalspannungen
- AII-9.5 Fall A2: Radialverschiebungen und
Hauptnormalspannungen
- AII-9.6 Fall A3: Radialverschiebungen und
Hauptnormalspannungen
- AII-9.7 Fall A4: Radialverschiebungen und
Hauptnormalspannungen
- AII-9.8 Fall B1: Radialverschiebungen und
Hauptnormalspannungen
- AII-9.9 Fall C: Radialverschiebungen und
Hauptnormalspannungen
- AII-9.10 Meßquerschnitt 2 (Station 7,7 m): Interpretation der
gemessenen First- und Stoßverschiebungen (Stand:
22.08.1991)
- AII-9.11 Meßquerschnitt 4 (Station 30,2 m): Interpretation der
gemessenen First- und Stoßverschiebungen (Stand:
22.08.1991)
- AII-9.12 Meßquerschnitt 3 (Station 20,8 m): Interpretation der
gemessenen Relativverschiebungen in Firste und Stoß
(Stand: 22.08.1991)
- AII-9.13 Meßquerschnitt 3 (Station 19,0 m): Interpretation der
gemessenen First- und Stoßverschiebungen (Stand:
22.08.1991)
- AII-9.14 Meßquerschnitt 1 (Station 1,5 m): Interpretation der
gemessenen First- und Stoßverschiebungen (Stand:
22.08.1991)

AII-11.1 Felsmechanische Kennwerte und Primärspannungszustand

AII-12.1 Mineralbestand im Barrême/Hauterive: Vergleich
Bohrung K101 mit dem Untersuchungsbereich 541 m-Sohle

1. Einleitung

Die im Hangenden des projektierten Endlagers KONRAD anstehenden Tonsteine der Unterkreide mit einer Gesamtdicke von mehreren hundert Metern stellen hinsichtlich des Transports radionuklid belasteter Wässer eine natürliche Barriere dar. Diese Barriere ist im Rahmen der Erkundung des unterhalb der Unterkreide-Tonsteine liegenden Erzlagers (Oxford) im Verlauf der vergangenen Jahrzehnte mit einer Reihe von Erkundungsbohrungen durchteuft worden. Außerdem stellen die zwei für die Erzgewinnung hergestellten Schächte (Konrad 1 und 2) Durchbrüche durch die dichtenden Gesteinsschichten dar. Die alten Tiefbohrungen und die Schächte werden als potentielle Wegsamkeiten für den beschleunigten Transport radionuklid belasteter Wässer in die Biosphäre angesehen.

Im Rahmen des Genehmigungsverfahrens für das Endlager KONRAD sollen quantitative Nachweise der Dichtigkeit für die alten Tiefbohrungen im Modellgebiet Konrad und die später zu verfüllenden Schächte geführt werden. Die Anforderungen an die Wasserdurchlässigkeit der verfüllten Schächte und Bohrungen ergeben sich aus Modellberechnungen zur Grundwasserbewegung und zur Radionuklid Ausbreitung.

Für eine Beurteilung der Machbarkeit der Schachtverschlüsse und der Dichtigkeit der alten Bohrungen müssen die mechanischen und hydraulischen Kennwerte (E-Modul, Festigkeit, Primärspannungen, Quellparameter, k_f -Werte ...) für das Gebirge im ungestörten Zustand und im Bereich der Auflockerungszonen zuverlässig bekannt sein. Dazu gehören außerdem Angaben über die Ausbildung des Trennflächengefüges und die Ausdehnung der die Schächte und Bohrungen umgebenden Auflockerungszonen. Um diese Informationen zu erhalten wurde ein Untersuchungs- und Versuchsprogramm konzipiert und ausgeführt.

Vom Schacht Konrad 2 aus wurden zwei Versuchsstrecken aufgefahren und darin felsmechanische Kartierungen und Verformungsmessungen durchgeführt. In den Versuchsstrecken und vom Schacht aus wurden Bohrungen für in-situ Tests abgeteuft und Proben für Laborversuche und mineralogische Untersuchungen gewonnen. Die Planung des Unter-

suchungsprogramms und dessen Ausführung erfolgte im Auftrag des Bundesamts für Strahlenschutz (BfS). Die Vortriebs-, Sicherungs- und Bohrarbeiten wurden von der [REDACTED] ausgeführt. Die in-situ Tests in Bohrungen wurden von verschiedenen Spezialunternehmungen durchgeführt:

- WD-Tests: [REDACTED], Zug (Schweiz), in Zusammenarbeit mit [REDACTED], Langenhagen
- Bohrlochaufweitungsversuche: Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg (FMPA), Stuttgart
- Primärspannungsmessungen: [REDACTED]
- Ultraschallmessungen: Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg (FMPA), Stuttgart
- Fernsehsondierungen: [REDACTED], Baunatal
- Kalibermessungen: [REDACTED], Bochum in Zusammenarbeit mit [REDACTED], Zug (Schweiz)
- Televierermessungen: [REDACTED], Bochum

Zur Bestimmung der mineralogischen Zusammensetzung des Gesteins wurden bei der Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe (BGR) in Hannover eine große Anzahl von Proben aus den Strecken und Bohrungen untersucht. Die Laborversuche zur Ermittlung der Gesteinsfestigkeit, der Quellparameter, der Zerfallseigenschaften und der Wasserdurchlässigkeit des zerfallenen Gesteins wurden am Institut für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Verkehrswasserbau der RWTH Aachen durchgeführt.

Die die Barriere darstellenden Schichten der Unterkreide besitzen im Bereich des Schachtes Konrad 2 eine Gesamtmächtigkeit von ca. 400 m (246 m - 645,5 m). Von oben nach unten werden sie in die Schichten des Alb (224 m), des Apt (31,5 m), des Barrême (82,5 m) und des Hauterive (61,5 m) untergliedert.

Wie erwähnt wurden zwei Versuchsstrecken aufgeföhren, eine im Mittelalb (343 m-Strecke) und eine im Mittelbarrême (541 m-Strecke). Die Ergebnisse des Untersuchungsprogrammes in der oberen Strecke wurden im Teil AI des Berichtes wiedergegeben und erläutert. Im vorliegenden Teil AII werden die entsprechenden Untersuchungsergebnisse aus dem Bereich der 541 m-Strecke mitgeteilt. Weiterhin erfolgt eine Extrapolation der Ergebnisse auf die nicht untersuchten Abschnitte des Barrême und des Hauterive. Mit den Teilen AI und AII des Berichtes und unter Berücksichtigung der mineralogischen Untersuchungen am Material der Bohrung K101 liegt somit die erforderliche Grundlage für die bezüglich der Schachtverfüllung und der alten Bohrungen zu führenden Nachweise für die gesamte Barriere der Unterkreideschichten vor.

2. Untersuchungsprogramm

Die Zielsetzung des Untersuchungsprogramms sowie die im einzelnen angewendeten Untersuchungsmethoden bzw. Versuchsarten wurden bereits im Kapitel 2 des Berichtes Teil AI eingehend erläutert. Das Untersuchungsprogramm auf der 541 m-Sohle ist weitgehend identisch mit dem auf der 343 m-Sohle ausgeführten Programm. Die im Bericht Teil AI wiedergegebenen Ausführungen sind daher auch für den Bereich der 541 m-Sohle gültig und sollen hier nicht in vollem Umfang wiederholt werden.

Die 541 m-Strecke sowie die daraus und vom Schacht Konrad 2 aus für Versuchszwecke gestoßenen Bohrungen sind in der Abbildung AII-2.1 im Grundriß, in der Abbildung AII-2.2 im Längsschnitt und in der Abbildung A-2.3 in einigen Querschnitten dargestellt.

In der Abbildung AII-2.4 sind die Untersuchungsbohrungen in einer tabellarischen Übersicht mit Angaben zur Neigung, zur Länge und zum Bohrverfahren bzw. Bohrdurchmesser zusammengestellt. Weiterhin finden sich in der Tabelle Angaben zu den im Bohrloch durchgeführten Untersuchungen bzw. Versuchen.

In den Bohrungen W101 bis W110 wurden Wasserabpreßversuche (WD-Tests) durchgeführt. Mit Hilfe der WD-Tests sollte die Wasserdurchlässigkeit im Bereich der den Schacht umgebenden Zone mit erhöhter Durchlässigkeit untersucht werden. Außerdem sollte aus der Abnahme der Durchlässigkeitsbeiwerte mit zunehmendem Abstand vom Schacht die Ausdehnung dieser Zone bestimmt werden. In Bohrungen am Streckenende wurden Wasserdurchlässigkeitsversuche im weitgehend ungestörten Gebirge durchgeführt.

Ergänzend zu den Wasserdurchlässigkeitsversuchen wurden jeweils zwischen zwei parallel gerichteten Bohrungen (U101 bis U112) Durchschallungsversuche mit Ultraschall ausgeführt. Aus den Laufzeiten der Schallwellen und deren Veränderung mit der Bohrlochtiefe sollten Hinweise auf die Auflockerung des Gebirges im an den Schacht bzw. an die Untersuchungsstrecke angrenzenden Gebirge erhalten werden.

In den beiden in der Firste der Versuchsstrecke angeordneten Bohrungen F101 und F102 wurden Primärspannungsmessungen nach der Überbohrmethode durchgeführt, um Angaben über die im Gebirge herrschenden Spannungen und das Verhältnis der vertikalen zu den horizontalen Spannungen (Seitendruckverhältnis) zu erhalten.

Die Verformbarkeit des Gebirges wurde mit Hilfe von Dilatometerversuchen in der von der Streckensohle aus nach unten abgeteufte Vertikalbohrung V102 bestimmt.

Im Hinblick auf die durch Nachfall und Gesteinszerfall bedingte Selbstverfüllung von Bohrlöchern in den tonigen Unterkreideschichten wurden in den Vertikalbohrungen V101 bis V105 Beobachtungen des Zerfalls bzw. der Bohrlochinstabilitäten durchgeführt. Hierbei wurde die Bohrung V101 abschnittsweise mit mineralisiertem Wasser aus dem Hilssandstein befüllt. Die Bohrung V102 wurde dagegen mit Süßwasser aus dem Leitungsnetz der Schachtanlage und die Bohrung V103 mit einer Ton-Wasser-Dickspülung befüllt. Die Bohrungen V104 und V105 wurden nicht befüllt.

Die Bohrungen V101 bis V105 wurden in regelmäßigen Zeitabständen mit Hilfe von Fernsehsondierungen untersucht und mit mechanischen bzw. zum Teil auch akustischen Kalibermessungen vermessen. Das Niveau des sich in den Bohrlöchern ansammelnden Nachfalls sowie die Höhe des Wasserspiegels wurde regelmäßig durch Lotungen eingemessen. Nach weitgehender Selbstverfüllung bzw. Beendigung der Untersuchungen wurden die Bohrlöcher entleert und erneut vermessen. Im Hinblick auf die Interpretation des Nachfallverhaltens wurde außerdem jeweils ein Gamma-Ray-Log durchgeführt.

Die Bohrung V106 wurde nachträglich abgeteuft, um auf Wunsch der BGR zusätzliche geophysikalische Messungen (Eigenpotential und Widerstand) durchzuführen. Diese Messungen sollten ausgeführt werden, um eine Logkorrelation zu anderen Aufschlüssen im Projektgebiet (Tiefbohrungen) vornehmen zu können. Die Dokumentation und Bewertung dieser Messungen ist nicht Gegenstand dieses Berichtes.

Neben den vorstehend aufgeführten Untersuchungen bzw. Versuchen in situ wurden Versuche im Laboratorium durchgeführt. An ausgewählten

Bohrkernstücken wurden ein- und dreiaxiale Druckversuche durchgeführt. Außerdem wurden an Gesteinsproben Quellversuche nach Huder/Amberg, Quellhebungs- und Quelldruckversuche ausgeführt. Der Zerfall des Gesteines wurde auch im Labor mit Hilfe von Zerfallsversuchen untersucht. Die Wasserdurchlässigkeit des zerfallenen tonigen Gesteins der Unterkreide wurde im Labor jedoch an Proben bestimmt, die aus den zugefallenen Bohrlöchern entnommen wurden.

Die Labor- und Feldversuche wurden durch umfangreiche mineralogische Untersuchungen begleitet.

In Ergänzung der o.g. Feld- und Laborversuche wurden beim Auffahren der Strecke Ortsbrust- und Stoßkartierungen durchgeführt. Weiterhin wurden während des Vortriebs und fortgesetzt danach Verformungsmessungen in Form von Nivellements, Konvergenz- und Extensometermessungen durchgeführt.

3. Streckenvorbohrung auf der 541 m-Sohle

3.1 Ablauf der Bohrarbeiten

Zur Vorerkundung des Gebirges im Bereich der Untersuchungsstrecke auf der 541 m-Sohle und zur Gewinnung von Probenmaterial für Laborversuche wurde im September und Oktober 1989 die horizontale Vorbohrung B10 im Mittelbarrême ausgeführt. Der Ansatzpunkt der Bohrung wurde bei 539,9 m unter RHB, d.h. ca. 1,1 m oberhalb der Sohle der aufzufahrenden Strecke gewählt. Bezogen auf den Streckenquerschnitt wurde die Bohrung in einer Entfernung von ca. 1 m zum linken Stoß der Strecke angeordnet. Die mit 40 m Länge geplante, jedoch aus technischen Gründen nur mit 36,7 m Länge ausgeführte Horizontalbohrung wurde parallel zur Streckenachse etwa nach Nordwesten (ca. 306°) ausgerichtet.

Die Bohrung wurde im Trockenbohrverfahren mit Luftspülung vom Förderkorb aus mit einem Doppelkernrohr abgeteuft. Der Kerndurchmesser betrug 116 mm und der planmäßige Bohrlochdurchmesser 146 mm.

Der zeitliche Ablauf der Bohrarbeiten ist ausführlich in der Abbildung AII-3.1 dargestellt. Daraus geht hervor, daß sich die Bohrarbeiten wegen mangelnder Standsicherheit des Bohrlochs äußerst schwierig gestalteten und wegen der mehrfach zu ergreifenden Sondermaßnahmen über einen Zeitraum von ca. 4 Wochen erstreckten.

Nachdem die Bohrung unverrohrt bis ca. 25 m gebohrt werden konnte, verklemmte sich das Kernrohr beim Ziehen des 8. Kernmarsches (22,0 - 25,0 m) im Gebirge. Mehrere nachfolgende Überbohrversuche mit verschiedenen Überbohrgarnituren mußten erfolglos abgebrochen werden. Am 26.09.1989 konnten schließlich die Kerngarnitur und die bei den Überbohrversuchen abgescherte Verrohrung mit einer Zieh-
presse geborgen werden (Abb. AII-3.1).

Die anschließenden Versuche mit einer Schutzverrohrung vorzubohren mußten wiederum erfolglos abgebrochen werden. Um eine Fortsetzung der Kernbohrarbeiten zu ermöglichen, wurde das Bohrloch am 03.10.1989 vollständig mit Betec Cable Grout bzw. mit Zement verfüllt (Abb. AII-3.1). Für das anschließende Aufbohren des verfüll-

ten Bohrlochs wurde bereichsweise die Kerngarnitur und bereichsweise ein Rollenmeißel verwendet. Der Einbau einer Verrohrung gelang nur bis zur Bohrlochteufe 10,5 m.

Unter Schwierigkeiten konnte nach der Aufwältigung der Verfüllungsstrecke bis 34,80 m gekernt werden. Beim Weiterbohren blieb das Kernrohr bei 36,70 m stecken. Ein Bergungsversuch mit der Ziehpresse endete mit einem Gestängebruch, nachdem die Kerngarnitur um ca. 1,50 m gezogen worden war. Die Bohrarbeiten wurden daraufhin eingestellt und das Bohrloch im Bereich von etwa 7 m bis 23 m mit Betec Cable Grout verfüllt. Der Zustand der Bohrung nach der Beendigung der Bohr- und Verfüllarbeiten ist ebenfalls in der Abbildung AII-3.1 skizziert.

3.2 Bohrergebnisse

Die aus felsmechanischer Sicht wesentlichen Ergebnisse der Vorbohrung B10 finden sich in der Abbildung AII-3.2. Die Fotos der Bohrkerns sind in den Abbildungen AII-3.3.1 bis AII-3.3.3 wiedergegeben.

Bei dem angetroffenen Gestein handelt es sich überwiegend um dunkelgrauen bis schwarzgrauen schluffigen Tonstein bzw. Ton-/Tonmergelstein. Der Karbonatgehalt des Gesteins schwankt erheblich und beträgt zwischen ca. 2 % und ca. 22 %. Im Bereich der hohen Karbonatgehalte um ca. 20 %, die jedoch nur vereinzelt auftreten, ist das Gestein als Tonmergelstein anzusprechen.

Die Tonsteine bzw. Tonmergelsteine führen als Gemengeteile häufig Pyrit und Glimmer sowie kohlige Partikel. Weiterhin treten örtlich sehr feine detritische Quarzkörner und untergeordnet auch Glaukonit auf. Ein geringer Salzgehalt ist i.a. am Handstück feststellbar.

Nach den vorliegenden Ergebnissen der mineralogischen Untersuchungen werden die Gesteine im wesentlichen aus den Mineralen Quarz, Muskovit/Illit, Kaolinit und teilweise Calcit aufgebaut. Sie sind durch starke Schwankungen des Karbonatgehaltes gekennzeichnet. Weiterhin treten die Minerale Smektit-Illit (Wechselagerungsmit-

neral), Chlorit, Pyrit, Feldspat, Dolomit, Siderit, Halit und Gips auf ([1] und [2]). Weitere Einzelheiten zur Mineralogie finden sich im Kapitel 8 dieses Berichtes.

Die näherungsweise horizontal geschichteten bzw. sehr flach in westliche Richtung einfallenden Tonsteine bzw. Tonmergelsteine besitzen überwiegend ein bioturbates Gefüge. Erkennbare Klüfte finden sich im Bohrkern nur im Bereich zwischen ca. 1 m und 2 m. Da die Bohrung nicht orientiert wurde, können die Richtungen der Klüfte nur in Bezug auf die Kernachse angegeben werden. Die 6 eingemessenen Klüfte schließen mit der Kernachse Winkel von ca. 20-30° bzw. ca. 65-75° ein. Weiterhin wurden im Bereich zwischen 23,8 m und 25,0 m mehrere Harnischflächen angetroffen, die parallel zur Kernachse verlaufen.

Trotz der geringen Klüftigkeit des Gebirges ist der Bohrkern überwiegend kleinstückig zerlegt und bereichsweise auf Kies Korngröße zerbrochen. Die Zerlegung des Kernes ist sehr wahrscheinlich auf die mechanische Beanspruchung beim Bohren zurückzuführen. Überwiegend wurden die Kerne während des Bohrvorgangs etwa senkrecht zur Kernachse abgedreht. An den Schichtgrenzen und auch innerhalb von "Blättertong"-Lagen sind die Kernstücke teilweise auch schichtungsparallel zerlegt.

Zur Darstellung des Zerlegungsgrades bzw. der Kernqualität ist in der Abbildung AII-3.2 der RQD-Index (Rock Quality Designation) angegeben. Es handelt sich hierbei um eine auf den laufenden Bohrmeter bezogene, prozentuale Angabe der Kernstücke, deren Länge mindestens 10 cm beträgt. Eine Unterscheidung, ob die Kernstücke durch Trennflächen (Klüfte, Schichtfugen) oder durch den Bohrvorgang zerlegt worden sind, erfolgt hierbei nicht. Als Ergänzung des RQD-Indexes ist die ebenfalls auf den laufenden Bohrmeter bezogene Anzahl der Kernstücke mit einer Mindestlänge von 10 cm angegeben. Insgesamt bestehen ca. 40 % des erbohrten Kernes aus Kernstücken von weniger als 10 cm Länge. Weiterhin sind die 3 Bereiche mit vollständigem Kernverlust angegeben. Er beträgt insgesamt ca. 3,5 %.

3.3 Beobachtungen während des Streckenvortriebs

Der Zustand des Bohrlochs und des die Bohrung umgebenden Gebirges wurde im Verlauf des Vortriebs der Strecke an der temporären Ortsbrust fortlaufend beobachtet und dokumentiert. Wie auch bei der Vorbohrung B11 auf der 343 m-Sohle (Mittelalb) wurden im an das Bohrloch angrenzenden Gebirge ausgeprägte Entfestigungszonen festgestellt. In den Abbildungen AII-3.4 und AII-3.5 sind für 4 verschiedene Stationen beispielhaft photographische Aufnahmen des Bohrlochbereiches an der Ortsbrust wiedergegeben.

Aus den Aufnahmen geht hervor, daß sich die Entfestigungen i.w. ober- und unterhalb des Bohrlochs befinden und sich an der Schichtung orientieren. Variationen in der Form und Größe der entfestigten Zonen lassen sich auf örtliche Unterschiede im Gefüge und in den Festigkeiten zurückführen. Eine ausführliche Interpretation der Beobachtungen findet sich für den Bereich der 343 m-Sohle im Teil AI des Berichtes. Da diese Ausführungen qualitativ auch für den Bereich der 541 m-Sohle gültig sind, soll hier auf eine Wiederholung verzichtet werden.

Es wurde bereits im Teil AI angemerkt und gezeigt, daß die im Zuge des Streckenvortriebs eintretenden Spannungsumlagerungen einen gewissen Einfluß auf den Zustand der Bohrung bzw. des die Bohrung umgebenden Gebirges haben. Im Gegensatz zur Vorbohrung auf der 343 m-Sohle ist jedoch in der Bohrung B10 auf der 541 m-Sohle bis 10,5 m Verrohrung verblieben.

Außerdem wurde die Bohrung nach Beendigung der Bohrarbeiten im Bereich von etwa 7 bis 23 m mit Betec Cable Grout verfüllt. Weiterhin wurde der Bereich bis 25 m bereits während der Bohrarbeiten mit Betec Cable Grout bzw. Zement verfüllt und anschließend wieder aufgebohrt (s. Abb. AII-3.1 und vgl. Kapitel 3.1). Das Bohrloch B10 war demzufolge zum Zeitpunkt der Streckenauffahrung weitgehend durch Verfüllung bzw. Verrohrung stabilisiert. Hieraus läßt sich ableiten, daß ein großer Teil der Entfestigungen bzw. Auflockerungen bereits während der Bohrarbeiten eingetreten sein muß und nicht erst durch Spannungsumlagerungen während des Streckenvortriebs verursacht wurde. Bestätigt wird diese Einschätzung durch

bereichsweise während des Streckenvortriebs angetroffenes Verfüllgut, das in die bereits beim Bohren entstandene Auflockerungszone eingedrungen ist.

Die großen Schwierigkeiten bei der Herstellung der Streckenvorbohrung B10 (vgl. Kapitel 3.1) lassen sich somit durch die Beobachtungen beim Streckenvortrieb anschaulich erklären. Bohrungen, insbesondere horizontale Bohrungen, besitzen bei den vorliegenden Gebirgseigenschaften und dem herrschenden Spannungszustand nur eine sehr geringe Standfestigkeit. Sie neigen zu Nachbrüchen und bilden in ihrer Umgebung z.T. erhebliche Auflockerungszonen aus. Von Bedeutung ist dies insbesondere bei der Durchführung bzw. Bewertung von hydraulischen Bohrlochtests. An der entsprechenden Stelle des Berichtes wird darauf noch einmal näher eingegangen.

4. Auffahrung der Untersuchungsstrecke auf der 541 m-Sohle

4.1 Ausbruch und Sicherung

Nach dem Durchbruch des Betonformsteinausbaus im Schacht wurde mit dem eigentlichen Vortrieb der Untersuchungsstrecke begonnen.

Der lichte Durchbruchquerschnitt entspricht dem Ausbruchquerschnitt der Strecke bis zur Vortriebsstation ca. 5,0 m. Es handelt sich um einen Hufeisenquerschnitt mit einer Fläche von ca. 11 m². Die Ausbruchsbreite beträgt ca. 3,0 m und die Ausbruchshöhe in Streckenmitte ca. 4,0 m. Davon entfallen ca. 2,5 m auf die Stoßhöhe und ca. 1,5 m auf das halbkreisförmige Firstgewölbe. Zwischen den Stationen ca. 5,0 m und ca. 10,0 m wurde die Streckenhöhe durch Verringerung der Stoßhöhe auf ca. 3,4 m abgesenkt. Die Ausbruchfläche wurde dadurch auf ca. 9 m² reduziert. Dieser kleinere Querschnitt wurde abgesehen von geringen Modifikationen bis zum Streckenende (Station 40,0 m) beibehalten (Abbildung AII-4.1).

Die Auffahrung der Strecke erfolgte von Hand mit Drucklufthämmern, wobei der Querschnitt jeweils vollflächig ohne Unterteilung ausgebrochen wurde. Für den Ausbruch der oberen Querschnittshälfte wurde dabei ein Stahlrohrgerüst als Arbeitsbühne verwendet.

Als Sofortsicherung der Strecke wurden 2,25 m lange vollvermörtelte Anker (ϕ 25 mm) in einem Raster von 75/75 cm im First- und in den Stoßbereichen eingebaut. Die Streckensohle wurde nicht geankert (s. Abbildung AII-4.1). Weiterhin wurde mit Hilfe der Ankerung im First- und in den Stoßbereichen eine Mattenbewehrung aus Betonstahlgewebe (Q 188) befestigt, die zum einen als Stein-schlagschutz und zum anderen als Bewehrung der abschnittsweise nachgezogenen Spritzbetonsicherung (d = 10-15 cm) im Gewölbebereich diente. Aus Sicherheitsgründen wurde im Firstbereich vorübergehend zusätzlich Maschendraht angebracht, der vor dem Aufbringen des Spritzbetons im betreffenden Streckenabschnitt wieder entfernt wurde. Im schachtnahen Streckenabschnitt bis etwa zur Station 5,0 m wurde die Spritzbetonsicherung auch in den Stößen ausgeführt.

Von Station 0,0 m (Außenkante Schachtmauerung) bis zur Station ca. 37,5 m wurden als Sofortsicherung außerdem Stahlausbaubögen mit einem gegenseitigen Abstand von im Mittel ca. 70 cm eingebaut.

Nach Beendigung der Streckenauffahrung wurde die Sohle zum Ausgleich der zwischenzeitlich eingetretenen, vermutlich größtenteils quellbedingten Hebungen um ca. 30-40 cm abgesenkt. Anschließend wurde eine i.M. ca. 20 cm dicke bewehrte Stahlbetonsohle eingebaut.

Der zeitliche Ablauf der einzelnen Arbeiten ist im Detail in der Abbildung AII-4.2 dargestellt. Die Vortriebsarbeiten wurden nach Fertigstellung des Schachtausbau-Durchbruchs in der 16. KW 1990 aufgenommen. Die Arbeiten, die im Dreischichtbetrieb ausgeführt wurden, wurden jeweils an den Wochenenden unterbrochen. Eine längere Unterbrechung von ca. 8 Tagen trat im Zuge der Einrichtung des Extensometermeßquerschnittes bei Station 20,8 m ein. Die Ausbruchsarbeiten einschließlich des Einbaus der Bögen, Anker, Betonstahlmatten und des Spritzbetons konnten in der 27. KW 1990 abgeschlossen werden. Bis zur Mitte der 28. KW 1990 wurde dann die Streckensohle abgesenkt und die Stahlbetonsohlplatte eingebaut. Mit Beginn der 29. KW stand die Strecke für die Durchführung der Untersuchungsbohrungen bereit.

4.2 Kartierungen und Beobachtungen beim Streckenvortrieb

Während der Streckenauffahrung wurden die Ortsbrust, die Stöße und die Firste kartiert und fotografiert. Im Hinblick auf die petrographischen Verhältnisse ergaben sich dabei im gesamten Streckenbereich keine wesentlichen Unterschiede zum Ergebnis der Vorbohrung B10. Wie bereits im Abschnitt 3 beschrieben handelt es sich durchweg um dunkelgrauen stark-schluffigen Ton- bis Tonmergestein. Untergeordnet treten linsenartig Karbonate auf. Die Trennflächen wurden mit dem Gefügekompaß nach CLAR eingemessen. In den Stoß- und Firstbereichen wurden die Kompaßmessungen jedoch teilweise durch die bereits frühzeitig eingebauten Sicherungsmittel aus Stahl (Anker, Bögen, Bewehrungsmatten und Maschendraht) verhindert.

In der Abbildung AII-4.3 sind die Ergebnisse der Stoß- und Firstkartierungen in einer Abwicklung der oberhalb der Sohle liegenden Ausbruchslaibung dargestellt. Weiterhin sind dort die Stationen angegeben, an denen Ortsbrustkartierungen durchgeführt wurden.

In den Abbildungen AII-4.4 bis AII-4.7 sind einige ausgewählte Ortsbrustkartierungen dargestellt. Ergänzt werden diese Darstellungen durch photographische Aufnahmen der Ortsbrust, bzw. der Stöße die in den Abbildungen AII-4.8 bis AII-4.13 zusammengestellt sind.

Nach dem Durchbruch des Schachtausbaus wurde zunächst die ca. 15-40 cm dicke Hinterfüllung des Ausbaus angetroffen (Abbildungen AII-4.3, AII-4.4 und AII-4.8). Die Hinterfüllung besteht zum Teil aus gesetzten und zum Teil aus geschütteten Gitterziegeln. Die Gitterziegel waren im Durchbruchbereich vollständig vermörtelt. Nennenswerte Hohlräume wurden in der Hinterfüllung nicht angetroffen.

Nach Durchföhrung der Hinterfüllung wurde im Gebirge eine visuell erkennbare Auflockerungszone angetroffen (Abbildungen AII-4.3 und AII-4.9). Die Dicke dieser Zone beträgt ca. 10-50 cm. Bezogen auf die Außenkante des Schachtausbaus reicht die visuell erkennbare Auflockerungszone weniger als 1 m tief in das Gebirge. Diese Zone fällt durch schollenartig geformte, steilstehende Bruchflächen auf, die sich offenbar an der Schachtgeometrie orientieren und während des Schachtabteufens entstanden sein dürften. Die Bruchflächen sind teilweise geöffnet und größtenteils infolge Hydratation des im Gestein vorhandenen feinverteilten Pyrit durch zirkulierende Wässer mit rostrotem $FeO \cdot H_2O$ belegt.

Nach der Durchföhrung der zuvor beschriebenen Zone konnten im Verlauf des weiteren Vortriebs keine Auflockerungen visuell erkannt werden.

Die beim Vortrieb aufgeschlossenen Trennflächen wurden aufgrund ihrer Ausbildung primären, im Zusammenhang mit tektonischen Bewegungen stehenden Kluftsystemen oder sekundären, durch Abbaueinwirkung verursachten Systemen zugeordnet. Als eindeutig primäre

Klüfte sind alle diejenigen Trennflächen beschrieben worden, deren tektonische Genese durch Harnische, Striemungen und Calcitverheilungen im Aufschluß bzw. im Bohrkern erkennbar war. Verwurfbeträge konnten nicht ermittelt werden. In der Abbildung AII-4.3 sind die Ausbiße dieser Klüfte an der Ausbruchslaibung als durchgezogene Linien eingetragen.

Die übrigen eingemessenen Flächen sind nicht in jedem Falle einem Klüftflächensystem zuzuordnen. Ein Teil dieser nicht eindeutig primären Trennflächen kann jedoch in Zusammenhang mit dem Trennflächensystem gebracht werden. In der Abbildung AII-4.3 sind die Ausbiße dieser Trennflächen an der Ausbruchslaibung als gestrichelte Linien eingetragen.

Bei den Ortsbrustkartierungen (s. Abbildungen AII-4.4 und AII-4.7) sind außer der Lage der Gefügemessstellen verschiedene Bereiche gekennzeichnet, die sich hinsichtlich der Beschaffenheit der Trenn- bzw. Bruchflächen unterscheiden lassen. Es wurde eine Unterteilung in Bereiche engständiger Klüftung, in Bereiche mit uneben und rau ausgebildeten Trennflächen und in Bereiche mit glatt und eben ausgebildeten Trennflächen vorgenommen. Außerdem sind die meist deutlich ausgeprägten, geschlossenen Schichtfugen eingezeichnet. Die Meßwerte für die durchgeführten Gefügemessungen sind jeweils tabellarisch zusammengestellt.

Wie auch aus der Darstellung der Kartierungen und den fotografischen Aufnahmen hervorgeht ist die Schichtung bzw. sind schichtungsparelle Trennflächen (Schichtfugen) das dominierende Gefügeelement. Primäre, engständige Klüfte sind meist auf bankige, durch Schichtfugen begrenzte Bereiche begrenzt. Klüfte mit größerer Erstreckung (mehrere dm) wurden nur in geringem Umfang beobachtet (vgl. Abbildung AII-4.3).

4.3 Auswertung der Kartierungen hinsichtlich der Trennflächenraumstellung

Mit Hilfe eines graphischen Verfahrens, der sogenannten Lagenkugelprojektion, wurde eine statistische Auswertung der Ergebnisse der Gefügemessungen vorgenommen (s. Abbildungen AII-4.14 bis AII-

4.16). Ausgehend von den mit dem Gefügekompaß nach CLAR ermittelten Meßwerten (Winkel der Einfallrichtung α_F und Fallwinkel β) läßt sich die Raumstellung einer Trennfläche durch Projektion des Lotdurchstoßpunktes (Durchstoßpunkt auf der Mantelfläche der unteren Lagenkugelhälfte) auf das Normalnetz darstellen. Aus der Verteilung der Besetzungsdichten lassen sich Maxima der Trennflächenraumstellungen ermitteln. Eine ausführlichere Beschreibung der Vorgehensweise findet sich im Teil AI (Kapitel 4.3) des Berichtes.

In der Abbildung AII-4.14 sind die an der Ortsbrust und den Stößen der Untersuchungsstrecke eingemessenen Schichtflächen in Form der Besetzungsdichten im Lotpunktdiagramm dargestellt. Die einzelnen Meßwerte sind im Diagramm nicht eingetragen. Die Schichtflächen sind i.a. näherungsweise horizontal. Tendenziell ist ein geringes Einfallen in westliche Richtung erkennbar.

In der Abbildung AII-4.15 sind die an der Ortsbrust und an den Stößen eingemessenen Primärklüfte im Lotpunktdiagramm dargestellt. Dominierend ist eine etwa Ost-West streichende und i.M. mit ca. 60° in nördliche bis nordnordöstliche Richtung einfallende Kluft-schar. Sie wird im folgenden mit K1 bezeichnet. Weiterhin zeichnet sich eine etwa NNW-SSE streichende Kluft-schar K2 ab, die i.M. mit ebenfalls ca. 60° in östliche Richtung einfällt. Der Streubereich der eingemessenen Primärklüfte deckt im wesentlichen die zwischen K1 und K2 liegenden Raumstellungen, d.h. steil nach Osten bis Norden einfallende Klüfte ab.

In der Abbildung AII-4.16 sind die an der Ortsbrust und den Stößen eingemessenen Trennflächen ohne eindeutige Zuordnung (Klüfte oder Neubrüche) im Lotpunktdiagramm dargestellt. Die Anzahl der Meßwerte ist etwa dreimal so groß wie bei den Primärklüften. Es ist eine vergleichsweise große Streuung der Raumstellungen festzustellen, wobei steile Einfallwinkel deutlich überwiegen. Die Raumstellungen der eingemessenen Primärklüfte (vgl. Abbildung AII-4.15) werden nur zum Teil durch die Raumstellungen der Trennflächen ohne eindeutige Zuordnung abgedeckt. Hierbei wird i.w. die Kluft-schar K2 mit erfaßt. Bei den Trennflächen ohne eindeutige Zuordnung (Abbildung AII-4.16) dominiert die Trennflächenschar K3, die etwa NNE-SSW streicht und mit ca. $60-70^\circ$ in östliche Richtung einfällt.

Weniger deutlich ausgeprägt treten Trennflächen mit vergleichbarer Streichrichtung, aber entgegengesetztem steilen bis seigerem Einfallen auf.

Weiterhin zeichnet sich im Diagramm in der Abbildung AII-4.16 eine etwa WSW-ENE streichende Trennflächenschar (K4) ab, die mit ca. 60° in südliche Richtung einfällt.

In der Abbildung AII-4.17 sind die mit Hilfe der Lotpunktdiagramme ermittelten 4 Kluft- bzw. Trennflächenscharen K1 bis K4 in einer Grundrißdarstellung gemeinsam dargestellt. Zusammenfassend läßt sich angeben, daß die kartierten Trennflächen zum einen etwa in Nord-Süd-Richtung streichen und in östliche Richtung einfallen (K2 und K3) und zum anderen etwa in Ost-West-Richtung streichen und in nördliche (K1) bzw. südliche (K4) Richtung einfallen. Weiterhin treten etwa söhllige, schichtungsparallele Trennflächen (Schichtfugen) auf.

Die dominierenden Trennflächenraumstellungen bestätigen i.w. die Ergebnisse der gefügestatistischen Untersuchungen der BGR (1988) [3] aus dem Bereich des Grubengebäudes. Die für den Bereich des Schachtes Konrad 2 wesentlichen Ergebnisse der Unterlage [3] wurden bereits im Teil AI (Kapitel 9) des Berichtes zusammenfassend dargestellt. Danach zeigt die von der BGR durchgeführte gefügestatistische Auswertung der im sog. Teilbereich 5 im Jura eingemessenen Trennflächen vor allem NNW-SSE bis N-S streichende Gefügeflächen mit nach Osten gerichtetem Einfallen. Mit geringerer Belegung treten um E-W streichende Trennflächen auf.

Der nach den Untersuchungen der BGR [3] für das Gebiet des Schachtes Konrad 2 nach tektonischen Gesichtspunkten ausgeschiedene Teilbereich 5 wird im Norden durch den Bleckenstedter Sprung und im Westen durch die "Grabenstörung" gegen andere Teilbereiche abgegrenzt. Vor allem die Nord-Süd streichende "Grabenstörung" wird in diesem Bereich als dominierendes tektonisches Element angesehen. Ein Zusammenhang zwischen den im Bereich der 541 m-Strecke eingemessenen Klufttrichtungen und der Grabenstörung wurde nicht festgestellt.

5. Verformungsmessungen

5.1 Meßprogramm

Während des Vortriebs der 541 m-Sohle wurden vier Meßquerschnitte (MQ) eingerichtet (Abbildung AII-5.1). Die Meßquerschnitte MQ 1 und MQ 2 wurden in Schachtnähe bei den Stationen 1,5 m und 7,7 m angeordnet, um das Verformungsverhalten und den Spannungszustand des Gebirges in dem vom Schacht noch beeinflussten Bereich bzw. im Übergangsbereich zum nicht beeinflussten Gebirge zu erfassen. Beide Meßquerschnitte wurden als Konvergenzmeßquerschnitte mit je 4 Meßbolzen und insgesamt 6 Meßstrecken, die in der Abbildung AII-5.1 skizziert sind, eingerichtet. Zusätzlich wurden vertikale Nivellements der in der Firste und der Sohle angeordneten Meßbolzen durchgeführt.

Die Meßquerschnitte MQ 3 und MQ 4 wurden außerhalb des vermuteten Einflußbereichs des Schachtes bei den Stationen 19,0/20,8 m (MQ 3) und 30,2 m (MQ 4) angeordnet um das Verformungsverhalten und den Spannungszustand des durch den Schacht nicht beeinflussten Gebirges zu erfassen. Die Meßeinrichtungen bei den Stationen 19,0 m und 20,8 m wurden zum MQ 3 zusammengefaßt. Die Station 19,0 m wurde als Konvergenzmeßquerschnitt mit 4 Meßbolzen und 6 Meßstrecken entsprechend den Meßquerschnitten MQ 1 und MQ 2 eingerichtet. An den in der Firste und der Sohle angeordneten Meßbolzen wurden Nivellements durchgeführt (Abbildung AII-5.1).

Bei Station 20,8 m wurde ein Extensometermeßquerschnitt eingerichtet. Zur Aufnahme und Verankerung der Extensometerstangen wurden von der Strecke aus drei näherungsweise senkrecht zur Streckenachse orientierte Kernbohrungen hergestellt. Die Extensometerbohrung E4 wurde als nach unten gerichtete Vertikalbohrung von der Streckensohle aus abgeteuft. Im rechten Streckenstoß wurde die annähernd horizontale Bohrung E5 (5° Neigung gegen die Horizontale) angesetzt. Die dritte Bohrung (E6) wurde in der Streckenfirste angeordnet und als Vertikalbohrung nach oben gerichtet. Die Endteufen der Extensometerbohrungen wurden so gewählt, daß der tiefste Verankerungspunkt der Extensometerstangen jeweils in 12 m Entfernung von der Strecke angeordnet werden konnte. Alle Extensometer wurden als 4-fach Stangenextensometer ausgeführt. Die Veranke-

rungspunkte der kürzeren Stangen wurden jeweils in 1,0 m, 2,0 m und 5,0 m Entfernung vom Extensometerkopfpunkt (Streckenlaibung) angeordnet (Abbildung AII-5.1).

Während der Extensometermessungen wurde festgestellt, daß die tiefsten Verankerungspunkte (12,0 m) beim Stoßextensometer E5 und beim Firstextensometer E6 nicht einwandfrei fixiert waren. Bei der Interpretation der Meßwerte mußten bei diesen beiden Extensometern daher die Verankerungspunkte in 5,0 m Entfernung als Bezugspunkte für die vortriebsbedingten Verschiebungen der übrigen Extensometerankerpunkte und der Extensometerköpfe gewählt werden. Beim Sohlextensometer E4 konnte dagegen der Bezugspunkt wie geplant in 12,0 m Tiefe angenommen werden. Bei diesem Extensometer war jedoch der Ankerpunkt der 5 m langen Stange nicht einwandfrei fixiert, so daß die Relativverschiebungen des Gebirges in dieser Tiefe gegenüber dem Bezugspunkt nicht bestimmt werden konnten.

Im Bereich des Meßquerschnittes MQ 4 besitzt die Strecke das gleiche Profil wie im Bereich des Meßquerschnittes MQ 3. Der Meßquerschnitt MQ 4 wurde wie MQ 3 als Konvergenzmeßquerschnitt mit 4 Meßbolzen und insgesamt 6 Meßstrecken eingerichtet (Abbildung AII-5.1). Auch hier wurden an den in der Firste und der Sohle angeordneten Meßbolzen Nivellements durchgeführt. Der Abstand des MQ 4 vom Streckenende beträgt ca. 10 m. Damit kann davon ausgegangen werden, daß sich der stabilisierende Einfluß der Ortsbrust ebenso wie bei den anderen Meßquerschnitten nicht auf die Meßergebnisse ausgewirkt hat.

Bereits vor dem Auffahren der Strecke wurden im Schacht Konrad 2 die Konvergenzmeßquerschnitte MQ 211 und MQ 212 eingerichtet, die zur Überwachung der Standsicherheit des Schachtes im Bereich der 541 m-Sohle dienten (Abbildung AII-5.1).

5.2 Meßergebnisse

5.2.1 Meßquerschnitt 1

In den Abbildungen AII-5.2 bis AII-5.4 sind die Ergebnisse der am Meßquerschnitt MQ 1 bei Station 1,5 m bis zum 22.08.1991 durchgeführten Nivellements und Konvergenzmessungen über die Zeit darge-

stellt. Zusätzlich sind in den Abbildungen der jeweilige Stand der temporären Ortsbrust und der Spritzbetonsicherung sowie der Einbau des Sohlbetons eingetragen.

Die Nullmessung wurde am 23.04.1990 durchgeführt. Der Vortriebsstand lag zu diesem Zeitpunkt etwa bei Station 2,0 m, d.h. ca. 0,5 m vor dem Meßquerschnitt. Die Strecke war nur mit Ankern, Ausbaubögen und Maschendraht bzw. Bewehrungsmatten gesichert. Diese Sicherungsmittel wurden im Unterschied zum Spritzbeton stets unmittelbar und vortriebsbegleitend eingebaut (vgl. Kapitel 4).

Die Nivellements (Abbildung AII-5.2) zeigen, daß sich die Streckenfirste im gesamten Meßzeitraum nur um einen relativ geringen Betrag von ca. 6 mm gesenkt hat. Die Firstsenkung ist dabei innerhalb eines kurzen Zeitraumes nach der Nullmessung fast in voller Größe eingetreten. Die Sohlhebung ist gegenüber der Firstsenkung mit einem Gesamtbetrag von 172 mm im Meßzeitraum wesentlich größer. Sie nimmt in den ersten 3 Monaten nach der Nullmessung kontinuierlich zu und hat bis zum Einbau des Sohlbetons ca. 90 % des gemessenen Gesamtbetrages erreicht. Durch die Stahlbetonsohlplatte konnte eine Stabilisierung der Verformungen erreicht werden. Die Sohlhebungen nahmen in der Folgezeit nur noch vergleichsweise geringfügig, aber stetig zu. Die Zunahme hält bis zum Ende des Meßzeitraumes (22.08.1991) an.

In der Abbildung AII-5.3 ist der zeitliche Verlauf der horizontalen und der vertikalen Konvergenzen dargestellt. Die vertikale Konvergenz ähnelt im Verlauf i.w. der bereits erläuterten Sohlhebung, da diese Hebung den maßgeblichen Anteil der Vertikalkonvergenz bildet. Der Gesamtbetrag der vertikalen Konvergenz im Meßzeitraum beträgt ca. 179 mm. Die horizontale Konvergenz ist mit insgesamt 31 mm deutlich kleiner als die vertikale. Auch die horizontale Konvergenz stellt sich zum größten Teil im Verlauf der ersten 3 Monate nach der Nullmessung ein. Die stabilisierende Wirkung des Sohlbetons zeigt sich jedoch erwartungsgemäß weniger deutlich als bei der Vertikalkonvergenz. Sowohl die horizontale als auch die vertikale Konvergenz nehmen vermutlich über den Meßzeitraum hinaus noch geringfügig zu (Abbildung AII-5.3).

Der zeitliche Verlauf der in den 4 diagonalen Meßstrecken D1 bis D4 gemessenen Konvergenzen ist in der Abbildung AII-5.4 dargestellt. Die beiden oberen Diagonalkonvergenzen D1 und D2 weisen mit 14 bzw. 18 mm etwa die gleiche Größe auf und lassen auf zur Streckenachse symmetrische Verformungen schließen. Die beiden unteren Diagonalkonvergenzen D3 und D4 unterscheiden sich mit 88 mm und 194 mm deutlich voneinander. Es ist davon auszugehen, daß dieser Unterschied auf eine seitliche Verschiebung des Sohlmeßbolzens zurückzuführen ist. Eine solche Verschiebung kann sowohl durch den Baubetrieb als auch durch eine Schiefstellung des Bolzens im Verlauf der relativ großen Sohlhebungen bedingt sein. Vergleicht man die Größe der Diagonalkonvergenzen (Mittelwert bei D3 und D4) mit den Ergebnissen der Nivellements und den horizontalen und vertikalen Konvergenzen, so ergibt sich eine gute Übereinstimmung hinsichtlich der resultierenden Verschiebungen.

In der Abbildung AII-5.5 sind noch einmal die Ergebnisse der am Meßquerschnitt MQ 1 bis zum 22.08.1991 durchgeführten Nivellements und Konvergenzmessungen in einer Übersicht graphisch dargestellt und zahlenmäßig angegeben. Weiterhin ist die aus den Meßergebnissen abgeleitete Näherung für die in den Hohlraum gerichteten Verschiebungskomponenten dargestellt. Unter der Annahme eines zur Streckenachse symmetrischen Verformungsbildes läßt sich die horizontale Konvergenz gleichmäßig auf die beiden Streckenstöße aufteilen. Die in den Hohlraum gerichteten Stoßverschiebungen betragen dann ca. 16 mm.

Die Summe aus der in den Nivellements bestimmten Firstsenkung und der Sohlhebung stimmt fast genau mit der gemessenen Vertikalkonvergenz überein. Teilt man die Vertikalkonvergenz unter Berücksichtigung der Ergebnisse der Nivellements auf die Firste und die Sohle auf, so ergibt sich die Firstsenkung zu ca. 7 mm und die Sohlhebung zu ca. 172 mm (s. Abbildung AII-5.5).

5.2.2 Meßquerschnitt 2

In den Abbildungen AII-5.6 bis AII-5.8 sind die Ergebnisse der am Meßquerschnitt MQ 2 bei Station 7,7 m bis zum 22.08.1991 durchgeführten Nivellements und Konvergenzmessungen über die Zeit darge-

stellt. Analog zu den Darstellungen für den MQ 1 sind auch hier in den Abbildungen zusätzlich der jeweilige Stand der temporären Ortsbrust und der Spritzbetonsicherung sowie der Einbau des Sohlbetons eingetragen.

Die Nullmessung wurde bei den Konvergenzmessungen am 10.05.1990 und bei den Nivellements einen Tag später am 11.05.1990 durchgeführt. Der Vortriebsstand lag an beiden Tagen unverändert bei ca. 8,7 m, d.h. ca. 1 m vor dem Meßquerschnitt. Die Spritzbetonsicherung wurde im Verlauf des 10.05. und des 11.05.1990 von der Station 5,0 m bis etwa zur Station 8,5 m vorgezogen.

Die Nivellements (Abbildung AII-5.6) zeigen, daß sich die Streckenfirste im gesamten Meßzeitraum um einen Betrag von ca. 33 mm gesenkt hat. Die Firstsenkung ist i.w. innerhalb eines Zeitraumes von ca. 2 Monaten nach der Nullmessung eingetreten. Nach Einbau des Sohlbetons schwächt sich die Zunahme des Senkungsbetrages ab. Die Sohlhebung verläuft qualitativ wie beim Meßquerschnitt MQ 1. Bis zum Einbau des Sohlbetons, der zu einer deutlichen Stabilisierung der Verformungen führt, sind ca. 95 % der im Meßzeitraum bestimmten Hebungen von insgesamt ca. 188 mm eingetreten.

In der Abbildung AII-5.7 ist der zeitliche Verlauf der horizontalen und der vertikalen Konvergenzen dargestellt. Die vertikale Konvergenz ähnelt im Verlauf i.w. der bereits erläuterten Sohlhebung, da die Sohlhebung den größten Teil der Vertikalkonvergenz ausmacht. Der Gesamtbetrag der vertikalen Konvergenz im Meßzeitraum beträgt ca. 239 mm. Die horizontale Konvergenz ist mit insgesamt ca. 58 mm deutlich kleiner. Auch die horizontale Konvergenz stellt sich zum größten Teil bis zum Einbau des Sohlbetons ein. Sowohl die horizontale als auch die vertikale Konvergenz nehmen vermutlich über den Meßzeitraum hinaus noch geringfügig zu (Abbildung AII-5.7).

Der zeitliche Verlauf der in den 4 diagonalen Meßstrecken D1 bis D4 gemessenen Konvergenzen ist in der Abbildung AII-5.8 dargestellt. Die beiden oberen Diagonalkonvergenzen D1 und D2 weisen mit 35 bzw. 38 mm etwa die gleiche Größe auf und lassen auf zur Streckenachse symmetrische Verformungen schließen. Die beiden un-

teren Diagonalkonvergenzen D3 und D4 unterscheiden sich mit 199 mm und 163 mm deutlich voneinander. Dieses Phänomen wurde bereits beim Meßquerschnitt MQ 1 beobachtet (vgl. Abbildung AII-5.5), jedoch mit umgekehrter Tendenz ($D4 > D3$). Es wird wie bereits erwähnt davon ausgegangen, daß dieser Unterschied auf eine seitliche Verschiebung bzw. Verdrehung des Meßbolzens in der Sohle zurückzuführen ist und daß die Querschnittsverformungen insgesamt als näherungsweise symmetrisch zur Streckenachse angenommen werden können.

Vergleicht man die Größe der Diagonalkonvergenzen (Mittelwert bei D3 und D4) mit den Ergebnissen der Nivellements und mit den horizontalen und vertikalen Konvergenzen, so ergibt sich eine gute Übereinstimmung hinsichtlich der resultierenden Verschiebungen.

In der Abbildung AII-5.9 sind die Ergebnisse der am Meßquerschnitt MQ 2 bis zum 22.08.1991 durchgeführten Nivellements und Konvergenzmessungen in einer Übersicht graphisch dargestellt und zahlenmäßig angegeben. Weiterhin ist die aus den Meßergebnissen abgeleitete Näherung für die in den Hohlraum gerichteten Verschiebungskomponenten dargestellt. Unter der Annahme eines zur Streckenachse symmetrischen Verformungsbildes läßt sich die horizontale Konvergenz gleichmäßig auf die beiden Streckenstöße aufteilen. Die in den Hohlraum gerichteten Stoßverschiebungen betragen dann ca. 29 mm.

Da die Nullmessung bei den Nivellements (11.05.1990) einen Tag nach der Nullmessung des Konvergenzmeßquerschnittes (10.05.1990) durchgeführt wurde, sind die Ergebnisse der Nivellements zum Zwecke der Vergleichbarkeit auf eine gedachte Nullmessung am 10.05.1990 zu "extrapolieren". Hierzu wird der bei der Vertikalkonvergenz vom 10.05. auf den 11.05.1990 gemessene Verschiebungszuwachs (17 mm) auf die Firstsenkung und die Sohlhebung anteilig aufaddiert. Es ergeben sich dann als extrapolierte Werte für die Firstsenkung 36 mm und für die Sohlhebung 202 mm (s. Abbildung AII-5.9). Die Summe der extrapolierten Firstsenkung und Sohlhebung stimmt gut mit der gemessenen Vertikalkonvergenz überein. Teilt man die Vertikalkonvergenz unter Berücksichtigung der Ergebnisse der Nivellements auf die Firste und die Sohle auf, so ergibt sich

die Firstsenkung zu ca. 36 mm und die Sohlhebung zu ca. 203 mm (s. Abbildung AII-5.9).

5.2.3 Meßquerschnitt 3

Wie bereits einleitend erläutert wurden der Nivellement- und Konvergenzmeßquerschnitt bei Station 19,0 m und der Extensometermeßquerschnitt bei Station 20,8 m zum Meßquerschnitt MQ 3 zusammengefaßt. Im folgenden wird zunächst auf den Nivellement- und Konvergenzmeßquerschnitt eingegangen.

In den Abbildungen AII-5.10 bis AII-5.12 sind die Ergebnisse der am Meßquerschnitt MQ 3 bei Station 19,0 m durchgeführten Nivellements und Konvergenzmessungen über die Zeit dargestellt. Außerdem sind der jeweilige Stand der temporären Ortsbrust und der Spritzbetonsicherung sowie der Einbau des Sohlbetons eingetragen.

Die Nullmessung wurde am 30.05.1990 durchgeführt. Der Vortriebsstand lag zu diesem Zeitpunkt etwa bei Station 20,8 m, d.h. ca. 1,8 m vor dem Meßquerschnitt. Die Spritzbetonsicherung war zum Zeitpunkt der Nullmessung etwa bis zur Station 14,0 m vollständig eingebaut. Sie wurde 2 Tage nach der Nullmessung dann bis über die Station des MQ 3 hinaus vorgezogen.

Die Nivellements (Abbildung AII-5.10) zeigen, daß sich die Streckenfirste im gesamten Meßzeitraum um ca. 38 mm gesenkt hat. Da die Nullmessung relativ spät, d.h. in vergleichsweise großem Abstand zur temporären Ortsbrust durchgeführt wurde, ist davon auszugehen, daß im Vergleich zu anderen Meßquerschnitten ein relativ großer Senkungsanteil mit den Messungen nicht erfaßt wurde. Die Firstsenkungen entwickeln sich im wesentlichen in den ersten ca. 1,5 Monaten bis zum Einbau des Sohlbetons. Die Sohlhebung ist gegenüber der Firstsenkung mit einem Gesamtbetrag im Meßzeitraum von ca. 271 mm wesentlich größer. Sie stellt sich mit ca. 95 % größtenteils bis zum Einbau der Sohlplatte in den ersten 1,5 Monaten nach der Nullmessung ein. In der Folgezeit nehmen die Sohlhebungen nur noch geringfügig, aber stetig zu. Dieser Trend hält - wie auch bei der Firstsenkung - bis zum Ende des Meßzeitraums (22.08.1991) an.

In der Abbildung AII-5.11 ist der zeitliche Verlauf der horizontalen und der vertikalen Konvergenzen dargestellt. Die vertikale Konvergenz ähnelt im Verlauf wie bei allen Meßquerschnitten der Sohlhebung. Der Gesamtbetrag der vertikalen Konvergenz im Meßzeitraum beträgt ca. 305 mm. Die horizontale Konvergenz ist mit insgesamt ca. 109 mm deutlich kleiner. Auch die horizontale Konvergenz stellt sich zum größten Teil im Verlauf der ersten ca. 1,5 Monate bis zum Einbau des Sohlbetons ein. Der Sohlbeton stabilisiert demzufolge den gesamten Ausbruchsquerschnitt und führt zu einer Verringerung des Zuwachses aller Verschiebungen. Sowohl die horizontale als auch die vertikale Konvergenz nehmen vermutlich über den Meßzeitraum hinaus noch geringfügig zu (s. Abbildung AII-5.11).

Der zeitliche Verlauf der in den 4 diagonalen Meßstrecken D1 bis D4 gemessenen Konvergenzen ist in der Abbildung AII-5.12 dargestellt. Sowohl die beiden oberen (D1 und D2) als auch die beiden unteren Diagonalkonvergenzen (D3 und D4) stimmen jeweils quantitativ gut überein.

Die Diagonalkonvergenzen bestätigen somit die auch für die anderen Meßquerschnitte angenommene Symmetrie der Verformungen zur Streckenachse. Eine seitliche Verschiebung bzw. Verdrehung des Meßbolzens in der Streckensohle hat beim Meßquerschnitt MQ 3 im Gegensatz zu den Meßquerschnitten MQ 1 und MQ 2 offenbar nicht stattgefunden (s.o.).

In der Abbildung AII-5.13 sind die Ergebnisse der am Meßquerschnitt MQ 3 bis zum 22.08.1991 durchgeführten Nivellements und Konvergenzmessungen in einer Übersicht graphisch dargestellt und zahlenmäßig angegeben. Weiterhin ist die aus diesen Meßergebnissen abgeleitete Näherung für die in den Hohlraum gerichteten Verschiebungskomponenten dargestellt. Unter der Annahme eines zur Streckenachse symmetrischen Verformungsbildes läßt sich die horizontale Konvergenz gleichmäßig auf die beiden Streckenstöße aufteilen. Die in den Hohlraum gerichteten Stoßverschiebungen betragen dann ca. 55 mm.

Die Summe der in den Nivellements bestimmten Firstsenkung und Sohlhebung (309 mm) stimmt recht gut mit der gemessenen Vertikal-konvergenz (305 mm) überein. Die Unterschiede, die in Anbetracht der großen Verschiebungen unbedeutend sind, dürften auf Meßun-genauigkeiten zurückzuführen sein. Teilt man den Mittelwert von 307 mm unter Berücksichtigung der Ergebnisse der Nivellements auf die Firste und die Sohle auf, so ergibt sich die Firstsenkung zu ca. 37 mm und die Sohlhebung zu ca. 270 mm (s. Abbildung AII-5.13).

In den Abbildungen AII-5.14 bis AII-5.16 sind die Ergebnisse der am Meßquerschnitt MQ 3 (Ext.) bei Station 20,8 m bis zum 22.08.1991 durchgeführten Extensometermessungen über die Zeit dar-gestellt. Auch hierbei sind zusätzlich der jeweilige Stand der temporären Ortsbrust und der Spritzbetonsicherung sowie der Einbau des Sohlbetons eingetragen.

Die Nullmessung wurde am 11.06.1990 durchgeführt. Der Vortriebs-stand lag zu diesem Zeitpunkt etwa bei Station 22,8 m, d.h. ca. 2 m vor dem Extensometermeßquerschnitt. Die Spritzbetonsicherung war bereits eine Woche zuvor noch vor dem Einbau der Extensometer bis zur Station 22,4 m vervollständigt worden.

In der Abbildung AII-5.14 sind die mit den Sohlextensometer E4 in axialer Richtung bis zum 22.08.1991 gemessenen Relativverschiebun-gen zwischen dem in 12 m Tiefe liegenden Bezugspunkt und den An-kerpunkten in 0 m (Extensometerkopf), 1 m und 2 m Tiefe darge-stellt. Da die Verankerung in 5 m Tiefe nicht einwandfrei fixiert war, konnten für diesen Punkt keine auswertbaren Meßergebnisse er-halten werden.

Der Bezugspunkt in 12 m Tiefe wird für die Auswertung als unver-schieblich angenommen. Demgegenüber erfährt der Extensometerkopf im Meßzeitraum eine Relativverschiebung von insgesamt 247 mm. Der größte Teil (ca. 95 %) der Kopfverschiebung tritt bis zum Einbau der Betonsohle ein. Danach nehmen die Verschiebungen nur noch ge-ringfügig zu. Die Relativverschiebungen der in 1 m und 2 m Tiefe liegenden Punkte sind mit ca. 66 mm bzw. 14 mm wesentlich kleiner als die Kopfverschiebungen.

In der Abbildung AII-5.15 sind die mit dem näherungsweise horizontalen Stoßextensometer E5 in axialer Richtung bis zum 22.08.1991 gemessenen Relativverschiebungen in Abhängigkeit von der Zeit dargestellt. Als Bezugspunkt mußte aus den bereits im Kapitel 5.1 erläuterten Gründen der Ankerpunkt in 5 m Entfernung von der Strecke gewählt werden.

Die Relativverschiebung des Extensometerkopfpunktes beträgt im Meßzeitraum insgesamt ca. 38 mm. Die Relativverschiebungen der Punkte in 1 m und in 2 m Entfernung vom Streckenstoß betragen ca. 18 mm bzw. 6 mm. Die Verschiebungen sind bis zum Einbau des Sohlbetons zum größten Teil eingetreten. Die nachfolgende Zunahme ist nur noch gering.

In der Abbildung AII-5.16 sind die mit dem vertikal nach oben gerichteten Firstextensometer E6 in axialer Richtung bis zum 22.08.1991 gemessenen Relativverschiebungen in Abhängigkeit von der Zeit dargestellt. Aus den gleichen Gründen wie beim Stoßextensometer mußte auch beim Firstextensometer E6 der Ankerpunkt in 5 m Entfernung oberhalb der Strecke als Bezugspunkt angenommen werden.

Die Relativverschiebung des Extensometerkopfes beträgt im Meßzeitraum insgesamt ca. 82 mm. Die Relativverschiebungen der Punkte 1 m und 2 m oberhalb der Strecke sind deutlich kleiner und betragen 15 mm bzw. 12 mm. Auch beim Firstextensometer zeigt sich wieder, daß der Einbau der Betonsohle den gesamten Querschnitt stabilisiert. Nach dem Einbau der Sohle nehmen die Verschiebungen nur noch geringfügig zu. Die Zunahme hält allerdings noch bis zum Ende des Meßzeitraums an (s. Abbildung AII-5.16).

In der Abbildung AII-5.17 sind die Ergebnisse der am Extensometermeßquerschnitt MQ 3 (Station 20,8 m) bis zum 22.08.1991 durchgeführten Extensometermessungen in einem Vertikalschnitt senkrecht zur Streckenachse dargestellt. Die Darstellung läßt das Abklingen der gemessenen Verschiebungen mit zunehmendem Abstand von der Strecke erkennen.

Da die Bezugspunkte, für die zur Auswertung der Messungen die Verschiebung zu Null angenommen werden muß, insbesondere beim Stoß- und beim Firstextensometer relativ nahe an der Strecke liegen (5 m), sind die Absolutwerte der Verschiebungen nicht unmittelbar anzugeben. Hierzu sind die Relativverschiebungen mit den Ergebnissen der Nivellements und der Konvergenzmessungen zu vergleichen und ggf. mit einer Differenzverschiebung zu beaufschlagen. Selbstverständlich können auch hiermit nicht diejenigen Verschiebungsteile erfaßt werden, die dem Einbau der Meßeinrichtungen bzw. der Nullmessung vorausgehen. Hierauf wird bei der Interpretation der Meßergebnisse (Kapitel 9) näher eingegangen.

Der Vergleich der aus den Extensometermessungen abgeleiteten Hohlraumrandverschiebungen (Abbildung AII-5.17) mit den aus den Nivellements und den Konvergenzmessungen abgeleiteten Verschiebungen (Abbildung AII-5.13, oben rechts) zeigt, daß die Sohlhebungen relativ gut übereinstimmen. Die mit dem Sohlextensometer gemessene Hebung ist etwas zu klein. Die gleiche Tendenz ergibt sich für die horizontale Stoßverschiebung. Auch hier wird mit dem Extensometer nur ein Teil der mit der Konvergenzmessung bestimmten Verschiebung erfaßt. Anders sieht es dagegen bei der Firstsenkung aus. Obwohl sich der angenommene Bezugspunkt 5 m oberhalb der Strecke wahrscheinlich nicht in Ruhe befindet, ergibt sich aus der Extensometermessung mit 82 mm eine wesentlich größere Senkung als aus dem Nivellement bzw. der Konvergenzmessung (37 mm).

5.2.4 Meßquerschnitt 4

In den Abbildungen AII-5.18 bis AII-5.20 sind die Ergebnisse der am Meßquerschnitt MQ 4 bei Station 30,2 m bis zum 22.08.1991 durchgeführten Nivellements und Konvergenzmessungen über die Zeit dargestellt. Außerdem sind in den Abbildungen zusätzlich der jeweilige Stand der temporären Ortsbrust und der Spritzbetonsicherung sowie der Einbau des Sohlbetons eingetragen.

Die Nullmessung wurde bei den Konvergenzmessungen am 21.06.1990 und bei den Nivellements einen Tag später am 22.06.1990 durchgeführt. Der Vortriebsstand lag bei der Nullmessung der Konvergenzmeßstrecken etwa bei Station 31 m, d.h. ca. 0,8 vor dem Meßquer-

schnitt. Bei der Nivellementnullmessung war der Vortriebsstand um ca. 2 m weiter fortgeschritten (Station 33 m). Die Spritzbetonsicherung war in beiden Fällen etwa bis zur Station 27 m eingebaut.

Die Nivellements (Abbildung AII-5.18) zeigen, daß sich die Streckenfirste im gesamten Meßzeitraum um einen Betrag von ca. 58 mm gesenkt hat. Die Firstsenkung ist i.w. innerhalb eines Zeitraumes von ca. 1 Monat nach der Nullmessung eingetreten. Nach dem Einbau des Sohlbetons schwächt sich die Zunahme des Senkungsbetrages ab. Die Sohlhebung verläuft qualitativ wie bei den anderen Meßquerschnitten. Bis zum Einbau des Sohlbetons, der zu einer deutlichen Stabilisierung der Verformungen, insbesondere der Sohlhebungen führt, sind ca. 75 - 80 % der im Meßzeitraum bestimmten Hebungen von insgesamt ca. 187 mm eingetreten.

In der Abbildung AII-5.19 ist der zeitliche Verlauf der horizontalen und der vertikalen Konvergenzen dargestellt. Die vertikale Konvergenz ähnelt im Verlauf qualitativ der Sohlhebung. Aufgrund der früheren Nullmessung ist die im Meßzeitraum eingetretene vertikale Konvergenz von insgesamt ca. 315 mm deutlich größer als die Sohlhebung. Die horizontale Konvergenz beträgt insgesamt ca. 126 mm. Auch die horizontale Konvergenz stellt sich zum größten Teil bis zum Einbau des Sohlbetons ein. Sowohl die horizontale als auch die vertikale Konvergenz nehmen vermutlich über den Meßzeitraum hinaus noch zu (Abbildung AII-5.19).

Der zeitliche Verlauf der in den 4 diagonalen Meßstrecken D1 bis D4 gemessenen Konvergenzen ist in der Abbildung AII-5.20 dargestellt. Die beiden oberen Diagonalkonvergenzen D1 und D2 liegen mit 58 bzw. 77 mm etwa in der gleichen Größenordnung und lassen auf zur Streckenachse symmetrische Verformungen schließen. Die beiden unteren Diagonalkonvergenzen D3 und D4 unterscheiden sich mit 209 mm und 316 mm deutlich voneinander. Es wird wie bei MQ 1 und MQ 2 davon ausgegangen, daß dieser Unterschied auf eine seitliche Verschiebung bzw. Verdrehung des Meßbolzens in der Sohle zurückzuführen ist und daß die Querschnittsverformungen insgesamt als näherungsweise symmetrisch zur Streckenachse angenommen werden können.

In der Abbildung AII-5.21 sind die Ergebnisse der am Meßquerschnitt MQ 4 bis zum 22.08.1991 durchgeführten Nivellements und Konvergenzmessungen in einer Übersicht graphisch dargestellt und zahlenmäßig angegeben. Weiterhin ist die aus den Meßergebnissen abgeleitete Näherung für die in den Hohlraum gerichteten Verschiebungskomponenten dargestellt. Unter der Annahme eines zur Streckenachse symmetrischen Verformungsbildes läßt sich die horizontale Konvergenz gleichmäßig auf die beiden Streckenstöße aufteilen. Die in den Hohlraum gerichteten Stoßverschiebungen betragen dann ca. 63 mm.

Da die Nullmessung bei den Nivellements (22.06.1990) einen Tag nach der Nullmessung des Konvergenzmeßquerschnittes (21.06.1990) durchgeführt wurde, sind die Ergebnisse der Nivellements zum Zwecke der Vergleichbarkeit auf eine gedachte Nullmessung am 21.06.1990 zu "extrapolieren" (vgl. MQ 2). Hierzu wird der bei der Vertikalkonvergenz vom 21.06. auf den 22.06.1990 gemessene Verschiebungszuwachs (61 mm) auf die Firstsenkung und die Sohlhebung anteilig aufaddiert. Es ergeben sich dann als extrapolierte Werte für die Firstsenkung 73 mm und für die Sohlhebung 232 mm (s. Abbildung AII-5.21). Die Summe der extrapolierten Firstsenkung und Sohlhebung (305 mm) stimmt in Anbetracht der großen Werte relativ gut mit der gemessenen Vertikalkonvergenz (315 mm) überein. Teilt man die Vertikalkonvergenz unter Berücksichtigung der Ergebnisse der Nivellements auf die Firste und die Sohle auf, so ergibt sich die Firstsenkung zu ca. 75 mm und die Sohlhebung zu ca. 240 mm (s. Abbildung AII-5.21).

Vergleicht man die am Meßquerschnitt MQ 4 erhaltenen Ergebnisse mit denen vom MQ 3 (s. Abbildungen AII-5.13 und AII-5.17), so läßt sich für die Sohlhebungen und die Stoßverschiebungen weitgehende Übereinstimmung feststellen. Die Firstsenkung von 75 mm am MQ 4 liegt zwischen der am MQ 3 aus dem Nivellement bzw. der Konvergenzmessung abgeleiteten Senkung von 37 mm und der aus den Extensometermessungen abgeleiteten Senkung von 82 mm.

6. Ergebnisse der Untersuchungsbohrungen und der Feldversuche auf der 541 m-Sohle

6.1 Bohrergergebnisse

Die in den Abbildungen AII-2.1 bis AII-2.3 in der Übersicht dargestellten Bohrungen im Bereich der 541 m-Sohle wurden überwiegend als Kernbohrungen ausgeführt. Es kamen hierbei Doppelkernrohre vom Typ K3 zur Anwendung. Die Bohrdurchmesser wurden entsprechend den Erfordernissen der in den jeweiligen Bohrungen vorgesehenen Versuche festgelegt. Sie sind im einzelnen der Zusammenstellung in der Abbildung AII-2.4 zu entnehmen. Dort sind auch diejenigen Bohrungen angegeben, die als Vollbohrungen ausgeführt wurden. Sämtliche Bohrungen wurden im Trockendrehbohrverfahren mit Luftspülung ausgeführt.

Die Bohrkerne besitzen in Abhängigkeit vom Bohrlochdurchmesser die folgenden Durchmesser:

- | | |
|-------------------|--------------|
| - Bohrloch 86 mm | Kern 58 mm |
| - Bohrloch 116 mm | Kern 86 mm |
| - Bohrloch 146 mm | Kern 116 mm. |

Auf die graphische Darstellung der Ergebnisse der Bohrkernkartierungen kann im vorliegenden Fall verzichtet werden. Bei dem erbohrten Gestein handelt es sich überwiegend um dunkelgraue, stark schluffige Ton- bis Tonmergelsteine. Untergeordnet treten linsenartig Karbonate auf. Die Ton- bis Tonmergelsteine besitzen qualitativ einen homogenen Mineralbestand mit Muskovit/Illit und Quarz als Hauptkomponenten sowie Kaolinit und teilweise Calcit als Nebenkomponenten. Daneben sind Pyrit, Chlorit, Siderit, Dolomit, Smektit/Illit, Feldspat, Gips, röntgenamorphe Komponente und Rutil als Spuren vorhanden [2].

Bei den eingehend mineralogisch-petrographisch untersuchten Vertikalbohrungen lassen sich charakteristische Änderungen in der Korngrößenverteilung, im Chemismus und im Mineralbestand miteinander korrelieren und in den einzelnen Bohrungen wiederfinden [2]. Diesbezügliche Darstellungen, aus denen die teufenabhängigen Unterschiede im Gesteinsaufbau hervorgehen, finden sich in den Abbil-

dungen zu Kapitel 8 dieses Berichtes. An der entsprechenden Stelle wird darauf näher eingegangen.

Die Kernqualität bzw. die Länge der Kernstücke ist u.a. von der Orientierung der Bohrungen abhängig. Während bei den näherungsweise horizontalen Bohrungen die Kernstücklänge häufig im Dezimeterbereich liegt, sind die Kerne bei den Vertikalbohrungen infolge der etwa horizontalen Schichtung i.a. in deutlich kürzere Abschnitte zerlegt. Der Kerngewinn ist weitgehend vollständig.

Die in den Bohrkernen angetroffenen Klüfte beschränken sich meist auf wenige kurze Kernabschnitte. Sowohl die Kluft- als auch die Schichtflächen weisen häufiger Bewegungsspuren (Harnische) auf. Unmittelbare Zusammenhänge zwischen der Lage der in den Bohrkernen angetroffenen Trennflächen und den Ergebnissen der in den Bohrlöchern durchgeführten Feldversuche waren i.a. nicht feststellbar, da nicht orientiert gekernt wurde.

6.2 Dilatometerversuche

6.2.1 Versuchsgerät und Versuchsdurchführung

Die Dilatometerversuche auf der 541 m-Sohle wurden in der Vertikalbohrung V102 (s. Abbildungen AII-2.1 und AII-2.2) von der Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg (FMPA) mit der Dilatometersonde \varnothing 86 mm (System BGR, Fabrikat XXXXXXXXXX) durchgeführt. Eine Darstellung des Versuchsgerätes findet sich in der Abbildung AII-6.1. Eine ausführliche Beschreibung des Gerätes und des prinzipiellen Versuchsablaufes ist im Teil AI des Berichtes wiedergegeben.

6.2.2 Auswertung und Ergebnisse der Versuche

Die Auswertung der während der Dilatometerversuche protokollierten Meßwerte erfolgte gemäß der in der Abbildung AII-6.1 am Beispiel der Tests Nr. 3.1 (Versuchstiefe 5,0 - 6,0 m) und Nr. 3.8 (Versuchstiefe 24,5 - 25,5 m) dargestellten Vorgehensweise. Die dargestellten Arbeitslinien dieser beiden Versuche sind typisch und repräsentativ. Auf die Wiedergabe der Arbeitslinien der anderen Versuche wird daher an dieser Stelle verzichtet.

Die Bestimmung der Verformungsmoduln erfolgte unter Verwendung der gemittelten Arbeitslinien. Unter der Voraussetzung eines elastischen und isotropen Spannungsdehnungsverhaltens gilt für die Ermittlung der Verformungsmoduln die folgende Spannungs-Verformungsbeziehung:

$$E = (1 + \nu) \cdot d \cdot \frac{\Delta p}{\Delta d}$$

Hierin sind ν die Poissonzahl, d der Durchmesser der Bohrung vor der Aufweitung und Δd die infolge der Belastungsänderung Δp eintretende Durchmesseränderung.

Die Poissonzahl ν kann für die Versuchsauswertung mit ausreichender Genauigkeit zu 0,33 angenommen werden. Der Bohrlochdurchmesser kann mit Hilfe der Dilatometersonde bestimmt werden, während sich die Größen Δd und Δp aus der Arbeitslinie ergeben.

Bei der Arbeitslinie wurde als Nullmessung der unter dem Anlegedruck von 5 bar gemessene Weggeberwert herangezogen. Bei Belastungssteigerung zeigen sich im niedrigen Lastbereich relativ große, nicht linear zunehmende Verschiebungen. Erst bei Sondendrücken von ca. 30-50 bar geht die Arbeitslinie in einen näherungsweise linearen Verlauf über, der bis zum Höchstdruck von 100 bar anhält. Bei Laststufen von 50 und 75 bar wurde jeweils ein Entlastungszyklus bis auf 5 bar mit anschließender Wiederbelastung eingeschaltet. Die Arbeitslinie verläuft in der Entlastungsphase grundsätzlich steiler als in der Erstbelastungsphase, während sie in der Wiederbelastungsphase weitgehend dem Verlauf in der Erstbelastungsphase folgt. Durch das Eintreten von plastischen Verformungsanteilen verläuft der Wiederbelastungsast jedoch gegenüber dem Erstbelastungsast versetzt.

Der Verlauf der Arbeitslinie läßt darauf schließen, daß sich das Gebirge unmittelbar um das Bohrloch herum relativ rasch entfestigt und sich eine Auflockerungszone ausgebildet hat. Zur Bestimmung der Verformungsmoduln des Gebirges außerhalb dieser Zone darf nur der quasilineare Abschnitt der Arbeitslinie herangezogen werden.

Der Verlauf der Arbeitslinie wurde in diesem Abschnitt sowohl für den Erstbelastungs- als auch für den Entlastungsast durch eine Gerade ausgeglichen. Anschließend wurden die Größen Δp und Δd aus der Zeichnung abgegriffen (s. Abbildung AII-6.1). Für den Wiederbelastungsast der Arbeitslinie wurde auf die entsprechende graphische Auswertung verzichtet. Es können hier näherungsweise die Werte für die Erstbelastung angenommen werden.

Die gemessenen Verschiebungen enthalten beim Dilatometerversuch stets einen unvermeidbaren Anteil aus der Komprimierung des Hochdruckformschlauches. Messungen der FMPA in einem annähernd starren Stahlrohr haben gezeigt, daß eine Komprimierung nur bis zu einer Belastung von ca. 25 bar auftritt und der diesbezügliche Verschiebungsfehler im Lastintervall zwischen 5 und 25 bar (Erstbelastung) maximal ca. 0,15 mm beträgt. Der zur Bestimmung der Verformungsmoduln des Gebirges herangezogene Abschnitt der Arbeitslinie ist demzufolge von der Komprimierung des Hochdruckformschlauches nicht betroffen.

In den beiden dargestellten Beispielen ergeben sich nach der bereits genannten Spannungs-Verformungsbeziehung für die Belastungsphase ein Verformungsmodul von 4330 MN/m^2 (Test Nr. 3.1) bzw. 6000 MN/m^2 (Test Nr. 3.8) und für die Entlastungsphase ein Modul von 9370 MN/m^2 (Test Nr. 3.1) bzw. 11710 MN/m^2 (Test Nr. 3.8).

Die in der entsprechenden Weise für die anderen Versuche in der Bohrung V102 bestimmten Verformungsmoduln sind in der Abbildung AII-6.2 teufenabhängig dargestellt. Daraus geht hervor, daß die Verformungsmoduln im oberen Bereich der Bohrung tendenziell etwas kleiner sind als im unteren Teil. Eine Unterteilung läßt sich etwa im Bereich der Schichtgrenze zwischen dem Mittelbarrême und dem Unterbarrême vornehmen, die größenordnungsmäßig ca. 20 m unterhalb der 541 m-Sohle liegen dürfte. In den tieferen Bereichen treten nach den Ergebnissen der mineralogischen Untersuchungen [2] mehr oder weniger ausgeprägte lagige Karbonatanreicherungen auf, deren Karbonatgehalt überwiegend deutlich organogen ist. In diesem Teufenbereich steht auch der sogenannte "Hauptblättert" an.

Die z.T. stark mergeligen Tonsteine im untersten Bereich der untersuchten Schichten (ab ca. 46 m Teufe) bilden vermutlich die Grenze zum liegenden Hauterive [2].

Faßt man den untersuchten Bereich des Mittelbarrêmes (Tests Nr. 3.1-3.5) in der statistischen Auswertung zusammen, so ergibt sich für den Belastungsmodul ein arithmetischer Mittelwert von ca. 4220 MN/m². Der entsprechende Mittelwert für den Entlastungsmodul beträgt ca. 7260 MN/m² (Abbildung AII-6.2).

Für den Bereich des Unterbarrême einschließlich des obersten Teils des Oberhauterive (Tests Nr. 3.6-3.14) ergibt sich der arithmetische Mittelwert für den Belastungsmodul zu ca. 6270 MN/m² und für den Entlastungsmodul zu ca. 12080 MN/m² (Abbildung AII-6.2).

Bei der Bewertung der Ergebnisse ist zu beachten, daß in Dilatometerversuchen nur ein relativ kleiner Gebirgsbereich getestet wird. Großräumig sind daher i.a. für das Gebirge geringere Verformungsmoduln anzusetzen, als sie sich aus Dilatometerversuchen ergeben. Weiterhin ist zu beachten, daß in den durchgeführten Versuchen wegen der vertikalen Orientierung der Versuchsbohrungen nur die Verformbarkeit des Gebirges in der horizontalen Ebene, d.h. parallel zur Schichtung bestimmt wurde. In der Ebene senkrecht zur Schichtung kann die Verformbarkeit des Gebirges erfahrungsgemäß größer, d.h. der Verformungsmodul kleiner sein.

6.3 Primärspannungsmessungen

6.3.1 Versuchsgeräte und Versuchsdurchführung

In den unter 5° gegen die Vertikale nach oben gerichteten Bohrungen F101 und F102 wurden insgesamt 9 Primärspannungsmessungen als Überbohr-Entlastungsversuche durchgeführt. Die Meßstellen lagen zwischen ca. 3,7 m und 15,2 m oberhalb der Streckenfirste (Abbildung AII-6.3).

Beim Überbohr-Entlastungsversuch wird in-situ die Deformation eines Bohrkernabschnittes gemessen, die infolge der Entspannung durch das Überbohren auftritt. Die durch diese Entspannung beding-

ten Dehnungen werden mit Hilfe einer Spannungsdehnungsbeziehung im Hinblick auf die Gebirgsspannungen interpretiert.

Die Ermittlung der Entspannungsdeformationen erfolgte unter Verwendung der HI-Cell (Hollow Inclusion Stress Cell) der CSIRO (Commonwealth Scientific and Industrial Research Organisation). Die Lieferung der in Australien gefertigten Sonden und die Durchführung der Versuche wurde durch die [REDACTED] Celle vorgenommen.

Eine ausführliche Beschreibung der verwendeten Meßzelle sowie des prinzipiellen Versuchsablaufes ist im Teil AI des Berichtes wiedergegeben.

Der überbohrte Kern einschließlich der eingeklebten Sonde kann nach Abschluß des Überbohr-Entlastungsversuches ergänzend in einer Druckkammer untersucht werden. Hierbei werden die Mantelfläche des Kernes mit einer rotationssymmetrisch verteilten Spannung beaufschlagt und die daraus resultierenden Dehnungen mit Hilfe der Sonde gemessen. Üblicherweise wird die Spannung stufenweise bis auf einen Maximalwert - im vorliegenden Fall 24 bar - gesteigert und anschließend stufenweise bis auf Null zurückgenommen.

Da der im Druckkammerversuch aufgebrachte Spannungszustand nicht dem Spannungszustand im Gebirge entspricht, können die während des Überbohrversuches entstandenen Dehnungen nicht vollständig kompensiert werden. Aus den Druckkammerversuchen können somit nicht die im Gebirge herrschenden Primärspannungen abgeleitet werden. Der Versuch dient dazu, die Funktionsfähigkeit und die Verklebung der Dehnungsmeßstreifen zu überprüfen sowie die Verformbarkeit des überbohrten Kernes (E-Modul und Querdehnungszahl) zu bestimmen.

Die Durchführung der Druckkammerversuche erfolgte direkt vor Ort unmittelbar nach Abschluß der Überbohrarbeiten und der Gewinnung des jeweiligen Kernes. Nur die bei den Tests Nr. 1, 7 und 8 gewonnenen Kerne wiesen eine für den Einbau in die Druckkammer ausreichende Qualität auf. Auch sie waren jedoch aufgrund zahlreicher Haarrisse nicht mehr als durchgehender Prüfkörper zu betrachten.

Die Auswertung der Druckkammerversuche lieferte dementsprechend keine verwertbaren Ergebnisse.

6.3.2 Auswertung und Ergebnisse der Versuche

Die Auswertung der Überbohr-Entlastungsversuche erfolgte durch die [REDACTED] in Zusammenarbeit mit ihrem schwedischen Partner [REDACTED], Stockholm. Wie bereits im Abschnitt 6.3.1 erwähnt werden dabei die während des Überbohrens gemessenen, auf Entspannung beruhenden Dehnungen mit Hilfe einer Spannungsdehnungsbeziehung interpretiert. Die wesentliche Einflußgröße ist hierbei der Elastizitätsmodul. Da die Auswertung der Druckkammerversuche auf der 541 m-Sohle keine verwertbaren Ergebnisse lieferte, wurde von [REDACTED] für die Auswertung der Überbohrversuche der Mittelwert der bei den Druckkammerversuchen auf der 343 m-Sohle erhaltenen Werte für den Modul zugrundegelegt.

In der Abbildung AII-6.4 sind die Ergebnisse der von der [REDACTED] durchgeführten Auswertung tabellarisch zusammengestellt. Neben der Test-Nr., der Bohrung und der Meßteufe sind dort die Größen und die Richtungen der 3 Hauptnormalspannungen σ_1 , σ_2 und σ_3 für jeden Versuch angegeben. Weiterhin ist der in der Auswertung berücksichtigte E-Modul aufgeführt.

Die Orientierung der Hauptnormalspannungsvektoren ist durch den Azimuth in Bezug zur Nordrichtung und durch die Neigung in Bezug zur Horizontalen (nach unten positiv) angegeben. Die größte Hauptnormalspannung σ_1 ist bei der Mehrzahl der Versuche mit Winkeln zwischen 75° und 87° näherungsweise vertikal. Die mittleren (σ_2) und die kleinsten Hauptnormalspannungen (σ_3) verlaufen bei diesen Versuchen mit Neigungen zwischen 1° und 15° etwa horizontal.

Die Ergebnisse der Überbohrversuche Nr. 6 und 7 erscheinen fragwürdig und zeigen generell eine von den übrigen Versuchen deutlich abweichende Tendenz. Bei beiden Tests ergaben sich sehr kleine Hauptnormalspannungen σ_1 . Für σ_3 ergaben sich in beiden Fällen Zugspannungen (s. Abbildung AII-6.4). Es wird davon ausgegangen, daß entweder im Bereich der beiden Teststrecken der reguläre Spannungszustand gestört war (möglicherweise durch den Streckenvor-

trieb) oder daß die Sonden nicht einwandfrei gesetzt werden konnten. Bei einer kombinierten Auswertung aller Versuche und auch bei der statistischen Auswertung werden die Tests Nr. 6 und 7 daher nicht berücksichtigt.

Eine Besonderheit weist außerdem der Test Nr. 9 auf. Hier ergab sich die größte Hauptnormalspannung σ_1 mit einem Neigungswinkel von 14° näherungsweise als Horizontalspannung. Der betragsmäßige Unterschied zur mit 74° steil stehenden Hauptnormalspannung σ_2 ist jedoch nicht sehr groß (s. Abbildung AII-6.4). Der Test Nr. 9 wird daher bei der kombinierten und bei der statistischen Auswertung der Versuche berücksichtigt.

Das Ergebnis der kombinierten Auswertung (ohne Tests Nr. 6 und 7) ist in der letzten Zeile der tabellarischen Zusammenstellung in der Abbildung AII-6.4 wiedergegeben.

Es ergibt sich mit einem Neigungswinkel von 82° eine näherungsweise vertikale Hauptnormalspannung σ_1 . Die mittlere und die kleinste Hauptnormalspannung sind unter 6° bzw. 5° flach gegen die Horizontale geneigt. Sie sind WSW-ENE (σ_2) bzw. NNW-SSE (σ_3) gerichtet. Das Verhältnis der mittleren bzw. der kleinsten Hauptnormalspannung zur größten Hauptnormalspannung beträgt $\sigma_2/\sigma_1 = 0,64$ bzw. $\sigma_3/\sigma_1 = 0,55$ (im Mittel 0,59).

Auch die statistische Auswertung der Spannungsverhältnisse der Einzelversuche (ohne Tests Nr. 6 und 7) führt zu einem mittleren Verhältniswert der näherungsweise horizontalen zu den näherungsweise vertikalen Spannungen von 0,59 (s. Abbildung AII-6.4, rechts).

Zur Veranschaulichung der Orientierung der Hauptnormalspannungen wurden die in der Auswertung bestimmten Werte für Azimuth und Neigung für jeden einzelnen Versuch unter Angabe der Test-Nr. in ein Lotpunktdiagramm eingetragen (s. Abbildung AII-6.4). Jeder Punkt im Diagramm kennzeichnet dabei den Durchstoßpunkt eines Spannungsvektors auf der unteren Hälfte der Lagenkugel. Steilstehende Spannungsvektoren erscheinen im Mittelbereich und flachliegende Vektoren in den Randbereichen des Lotpunktdiagramms. Die in der kombi-

nierten Auswertung ermittelten Werte sind ebenfalls im Lotpunkt-diagramm dargestellt. Auf die Orientierung dieser mittleren Hauptnormalspannungen wurde bereits eingegangen (s.o.).

Im folgenden soll noch auf die Größe der in der Auswertung bestimmten Hauptnormalspannungen eingegangen werden. Unter Berücksichtigung der topographischen und tektonischen Verhältnisse im Untersuchungsgebiet ist davon auszugehen, daß die vertikale Primärspannungskomponente in einer bestimmten Tiefe etwa dem Gewicht der Überlagerung in dieser Tiefe entspricht. Im untersuchten Bereich unmittelbar oberhalb der 541 m-Sohle dürfte die vertikale Primärspannungskomponente demnach in der Größenordnung von ca. 12-13 MN/m² liegen, sofern das Gebirge nicht unter Auftrieb steht.

Die ermittelten Werte für σ_1 liegen generell deutlich niedriger. Dies läßt sich auch mit der Entfernung der Meßstellen zur Strecke und einer durch die Streckenauffahrung hervorgerufenen Veränderung des Primärspannungszustandes im Bereich der Meßstellen nur bedingt erklären. Die Ursache wird eher in einer z.T. nicht zutreffenden Annahme des E-Moduls gesehen. Da für die Auswertung der Dehnungsmessungen der Entlastungsmodul des ungestörten Gesteins im unmittelbaren Bereich der Dehnungsmeßstreifen maßgeblich sein dürfte, ist der angenommene Modul zu klein. Auf die in der Auswertung ermittelten Richtungen der Hauptnormalspannungen und deren Größenverhältnis untereinander ist dies jedoch von geringerer Bedeutung.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß die Ergebnisse der Primärspannungsmessungen hinsichtlich der absoluten Größe der ermittelten Spannungen kritisch zu bewerten sind. Die in den Auswertungen bestimmten Richtungen der Hauptnormalspannungen sowie die Verhältnisse der Spannungen zueinander werden demgegenüber als zuverlässig eingeschätzt. Es ergibt sich, daß die primären Hauptnormalspannungen erwartungsgemäß ungefähr vertikal und horizontal orientiert sind, wobei die Größe der vertikalen Spannungskomponente deutlich größer als die der horizontalen ist. Das Verhältnis der Horizontalspannungen zur Vertikalspannung liegt in der Größenordnung von etwa 0,6.

6.4 Wasserabpreßversuche (WD-Tests)

6.4.1 Versuchsapparatur und Versuchsdurchführung

Zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit des Gebirges wurden in den Bohrungen W101 bis W110 Wasserabpreßversuche, sogenannte WD-Tests durchgeführt. Die Anordnung der Bohrungen kann den Abbildungen AII-2.1 bis AII-2.3 entnommen werden. Die Längen und Neigungen der Bohrungen sind im einzelnen in der Abbildung AII-2.4 zusammengestellt.

Im Hinblick auf die zu erwartende geringe Durchlässigkeit der Unterkreideschichten mußten die WD-Tests mit einer Versuchsapparatur durchgeführt werden, die eine Verpressung und Registrierung von sehr kleinen Wassermengen mit großer Genauigkeit zuläßt.

Wie bereits bei den Versuchen auf der 343 m-Sohle wurde auch bei den WD-Tests auf der 541 m-Sohle die Versuchsapparatur System Haferland verwendet, die die o.g. Anforderungen hinsichtlich der Genauigkeit erfüllt. Eine Darstellung und eine ausführliche Beschreibung der Verpreßanlage sowie der zugehörigen Registriergeräte finden sich im Teil AI (Kapitel 6.4.1) des Berichtes.

Die Versuche auf der 541 m-Sohle wurden z.T. mit Doppelpackern und z.T. mit Einfachpackern durchgeführt. Bei den Tests in den Bohrungen W101 bis W107 wurde Süßwasser aus dem Leitungsnetz der Schachanlage Konrad verwendet, während die Tests in den Bohrungen W108 bis W110 mit mineralisiertem Wasser aus dem Hilssandstein im Schacht Konrad 2 durchgeführt wurden.

Durch Störungen in der Stromversorgung trat bei den Versuchen in der Bohrung W105 eine Schädigung bzw. ein Verlust der aufgezeichneten Daten ein. Die Auswertung der Versuche in dieser Bohrung ist daher nicht möglich.

6.4.2 Auswertung und Ergebnisse der Versuche

Die Auswertung der Wasserabpreßversuche erfolgte zunächst für die näherungsweise konstanten Druckstufen unter der Voraussetzung einer stationären Strömung. Unter der Annahme einer radialsymme-

trischen Geometrie des Aquifers und einer isotropen und homogenen Beschaffenheit des Gebirges wurde die Durchlässigkeit des Gebirges nach dem Berechnungsverfahren der ISRM (International Society for Rock Mechanics: Suggested Methods for Determining the Hydraulic Parameters and Characteristics of Rock Masses, 1977) bestimmt.

Die Druckabklingphasen wurden nach dem Wiederanstiegsverfahren von THEIS (1935) ausgewertet. Nach erfolgter Verpressung wird die Wasserzufuhr über einen Schieber gestoppt, so daß der Druckabbau nur zum Gebirge hin möglich ist. Aus dem zeitlichen Verlauf des Druckabfalles kann entsprechend dem Wiederanstiegsverfahren für Pumpversuche die Durchlässigkeit des Gebirges ermittelt werden. Der Druckabfall, der im linearen Zeitmaßstab näherungsweise den Verlauf einer Exponentialfunktion aufweist, wird hierzu gegen den natürlichen Logarithmus des Quotienten aus der Beobachtungszeit und der Verpreßzeit aufgetragen. Aus der Druckänderung pro logarithmischer Einheit, der vorangegangenen mittleren Verpreßmenge und der Länge des Verpreßabschnittes ergibt sich der Durchlässigkeitsbeiwert nach THEIS.

Die Formeln, mit denen die k_f -Werte nach ISRM und nach THEIS bestimmt werden, sind im Teil AI (Kapitel 6.4.2) des Berichtes angegeben. Weiterhin ist im Teil AI des Berichtes ein Beispiel für einen typischen Versuchsablauf und für die Auswertung der stationären Phasen sowie der Druckabklingphasen dargestellt.

In der Abbildung AII-6.5, Tabellen 1-9 sind die Ergebnisse der entsprechend ausgewerteten Wasserabpreßversuche in den Bohrungen W101 bis W104 und W106 bis W110 wiedergegeben. Es sind dort im einzelnen die Verpreßabschnitte, die Drücke, bzw. Druckänderungen je logarithmischer Zeiteinheit, die Auswerteziträume, die Wassermengen und die ermittelten k_f -Werte aufgeführt. Der größte Teil der Durchlässigkeitsbeiwerte wurde für die stationären Phasen nach dem ISRM-Verfahren ermittelt. Der Einflußradius wurde dabei stets zu $R = 1,0$ m angenommen. Die Auswertung der Druckabklingphasen nach dem Verfahren von THEIS war mehrfach nicht möglich.

Die ausgewerteten Ergebnisse der Wasserabpreßversuche sind in den Abbildungen AII-6.6 bis AII-6.9 in graphischen Darstellungen zu-

sammengefaßt. Die Bandbreiten der für die einzelnen Bohrungen und Verpreßabschnitte ermittelten k_f -Werte sind dort maßstabsgerecht als Fähnchendiagramme wiedergegeben. Gewissermaßen als "Nullwert" wurde dabei eine Durchlässigkeit von $k_f = 10^{-13} \text{m/s}$ gewählt. Neben der graphischen Darstellung sind die Bandbreiten der k_f -Werte unter Angabe des Auswerteverfahrens angegeben.

In den Bohrungen W101 und W102 (Abbildung AII-6.6) liegen die ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte zwischen $9 \cdot 10^{-12} \text{m/s}$ und $2 \cdot 10^{-8} \text{m/s}$. Die größten Durchlässigkeitsbeiwerte ergaben sich tendenziell in den schacht- bzw. streckennäheren Verpreßabschnitten, jedoch ist eine deutliche Abnahme mit zunehmender Entfernung vom Schacht bzw. von der Strecke nicht erkennbar. In der zwischen den beiden Bohrungen W101 und W102 angeordneten Bohrung W108 (Abbildung AII-6.6) sind die ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte etwas kleiner. Sie liegen zwischen $6 \cdot 10^{-12} \text{m/s}$ und $7 \cdot 10^{-11} \text{m/s}$. In der Bohrung W108 konnten nur die WD-Tests in zwei Verpreßabschnitten ausgewertet werden, da sich bei den anderen Abschnitten Packerumläufigkeiten bzw. Umläufigkeiten zur Nachbarbohrung ergaben.

In den Bohrungen W103, W104 und W109 (Abbildung AII-6.7) liegen die ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte zwischen $1 \cdot 10^{-11} \text{m/s}$ und $2 \cdot 10^{-7} \text{m/s}$. Auch hier ergaben sich die größten Durchlässigkeitsbeiwerte in den näher am Schacht gelegenen Verpreßabschnitten. Bis zur Entfernung von ca. 10 m vom Schacht ist jedoch wiederum keine deutliche Abnahme der aus den Versuchen bestimmten Durchlässigkeiten zu erkennen. Die kleinsten Durchlässigkeitsbeiwerte ($1 \cdot 10^{-11}$ - $5 \cdot 10^{-11} \text{m/s}$) wurden allerdings im am weitesten vom Schacht entfernten Verpreßabschnitt (20-21 m) in der Bohrung W109 ermittelt.

In der von der Streckenfirste aus vertikal nach oben gestoßenen, schachtparallelen Bohrung W106 (Abbildung AII-6.8) liegen die ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte zwischen $4 \cdot 10^{-9} \text{m/s}$ und $2 \cdot 10^{-8} \text{m/s}$. Der Abstand der Bohrung W106 zur Außenkante des Betonformsteinausbaus beträgt ca. 2 m. Die WD-Tests in der Bohrung W105 konnten aus den bereits erwähnten Gründen nicht ausgewertet werden.

Zu Vergleichszwecken wurden in den beiden am Streckenende unter ca. 40° nach oben gerichteten Schrägbohrungen W107 und W110 WD-Tests im auf jeden Fall vom Schacht unbeeinflussten Gebirgsbereich durchgeführt. Auch in diesen beiden Bohrungen wurden durchweg relative große Durchlässigkeitsbeiwerte ermittelt, die zwischen $3 \cdot 10^{-11} \text{m/s}$ und $7 \cdot 10^{-8} \text{m/s}$ liegen (Abbildung AII-6.9). Eine Abhängigkeit der Durchlässigkeiten von der Entfernung der Verpreßabschnitte zur Untersuchungsstrecke ist nicht erkennbar.

Für die vom Schacht Konrad 2 aus hergestellten Horizontalbohrungen W101-W104 und W108-W109 sind die Ergebnisse der WD-Test-Auswertungen ergänzend in anderer Form graphisch dargestellt worden (Abbildung AII-6.10). In der Darstellung sind die Bandbreiten der ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte für die 6 Bohrungen zusammengefaßt in Abhängigkeit von der radial gemessenen Entfernung zum Schacht aufgetragen. Auffällig ist die große Streuung der Versuchsergebnisse. Betrachtet man nur die kleinsten ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte (untere Grenze der Bandbreite), so zeigt sich allerdings eine relativ deutliche Abnahme der Durchlässigkeiten mit zunehmender Entfernung vom Schacht. Ab einer Entfernung von ca. 5 m von der Außenkante des Schachtausbaus liegt diese untere Grenze etwa bei 10^{-11}m/s .

Die qualitative Beurteilung des Gebirges hinsichtlich der Wasserdurchlässigkeit auf der Grundlage der visuellen Begutachtung, der mineralogischen Zusammensetzung des tonigen Gesteins, der tektonischen Beanspruchung des Gebirges und des Spannungszustandes lassen die unteren Grenzwerte der ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte (s. Abbildung AII-6.10) eher zutreffend erscheinen als die höheren Werte. Bestätigt wird diese Annahme durch die Ergebnisse der in der Tiefbohrung Konrad 101 durchgeführten hydraulischen Testarbeiten [4]. Diese Versuche, die nach anderen Methoden und mit sehr langen Testabschnitten durchgeführt wurden, haben ergeben, daß die Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte der Unterkreideschichten generell unterhalb von 10^{-11}m/s liegen.

Die vorstehend aufgeführten Ergebnisse der im Rahmen des Untersuchungsprogramms durchgeführten WD-Tests bedürfen daher einer Interpretation. Diese Interpretation ist ausführlich im die Schacht-

verfüllung betreffenden Teil D des Berichtes dargestellt und erläutert. An dieser Stelle sollen nur kurz die wesentlichen, grundsätzlichen Überlegungen wiedergegeben werden.

Wie sowohl die in situ-Beobachtungen (vgl. Kapitel 3) als auch rechnerische Betrachtungen ergeben haben, bilden sich in der Umgebung der Testbohrungen (insbesondere der horizontalen) abschnittsweise entfestigte Zonen bzw. Auflockerungszonen um die Bohrungen herum aus. In diesen Zonen ist die Wasserdurchlässigkeit gegenüber dem durch die Bohrung unbeeinflussten Gebirge erhöht. Verstärkt wird die bereits beim Bohren (trocken) einsetzende Auflockerung durch die Zufuhr des Wassers beim Abpreßversuch. In diesem Zusammenhang sei auf die Ausführungen im Kapitel 7 hingewiesen, in dem die zerfallsverstärkende Wirkung von Wasser nachgewiesen wird. Da die Durchlässigkeit dieser aufgelockerten, die Testbohrung umgebenden Zone nach den i.a. in der Baupraxis üblichen Maßstäben immer noch als sehr gering zu bezeichnen ist (ca. 10^{-8} - 10^{-9} m/s), ist die Ausbreitungsgeschwindigkeit des abgepreßten Wassers sehr klein. Das bedeutet, daß die bei den üblichen Versuchsdauern erzielte Reichweite ebenfalls relativ klein ist und die Ausdehnung der aufgelockerten Zone meist nicht überschreitet.

Auch bei längeren Versuchszeiträumen kann diese Problematik kaum ausgeschaltet werden. Wegen der vergleichsweise kurzen Verpreßabschnittslänge muß dann von einer Ausbreitung des Wassers innerhalb der aufgelockerten Zone in Bohrlochlängsrichtung, d.h. von einer Umläufigkeit des Packers bzw. der Packer ausgegangen werden. Da bei den o.g. Durchlässigkeitsbeiwerten die umlaufenden Wassermengen sehr klein sind, kann die Umläufigkeit i.a. nicht erkannt werden. Es ergibt sich somit bei den Wasserabpreßversuchen in aller Regel der Fall, daß nicht - wie eigentlich gewünscht - die Durchlässigkeit des ungestörten Gebirges ermittelt wird, sondern die Durchlässigkeit der die Testbohrung umgebenden Auflockerungszone das Versuchsergebnis bestimmt. Nur in Abschnitten, in denen aufgrund höherer Festigkeiten keine nennenswerten Auflockerungszonen entstanden sind, liegen die WD-Testergebnisse etwa in der Größenordnung der tatsächlichen Gebirgsdurchlässigkeit oder geringfügig darüber.

6.5 Ultraschallmessungen

6.5.1 Versuchsapparatur und Versuchsdurchführung

Um in Ergänzung der Wasserabpreßversuche Hinweise auf die Größe der den Schacht umgebenden Auflockerungszone zu erhalten, wurden in den in den Abbildungen AII-2.1 bis AII-2.3 dargestellten Bohrungen U101-U106 Ultraschallmessungen durchgeführt. Zu Vergleichszwecken und um auch die durch den Streckenvortrieb entstandenen Auflockerungen im Gebirge zu erfassen, wurden zusätzlich in weiter vom Schacht entfernt liegenden Bereichen Ultraschallmessungen in den Bohrungen U107-U112 durchgeführt (s. Abbildungen AII-2.1 bis AII-2.3).

Für die Durchführung der Messungen waren jeweils 2 gleichlange, etwa parallel verlaufende Bohrlöcher herzustellen, zwischen denen das Gebirge mit Signalen im Ultraschallbereich durchschallt wurde. Die Dicke des Gebirgsbereiches zwischen den beiden jeweils zusammengehörigen Meßbohrungen betrug zwischen ca. 50 und 100 cm.

Die Versuchsapparatur der Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg (FMPA), die auch die Messungen durchführte, besteht aus je einer Sende- und Empfangseinrichtung für die Ultraschallsignale. Sender und Empfänger werden an Gestängen in die beiden trockenen Parallelbohrungen bis zu einer bestimmten Teufe eingeschoben. An der vorgesehenen Meßstelle im Bohrloch werden sowohl der Sender als auch der Empfänger mit Hilfe einer zuvor applizierten Knetmasse an die Bohrlochwandung angekoppelt, um eine ausreichende Übertragung der Schallsignale zu erzielen. Der hierzu erforderliche Andruck des Senders und des Empfängers an die Bohrlochwandung wird durch je 2 pneumatisch ausfahrbare kleine Hubzylinder bewerkstelligt. Die Schlitten, an denen die Zylinder und im einen Fall der Sender, im anderen Fall der Empfänger angebracht sind, sind mit dem Setzgestänge über ein Gummigelenk verbunden.

Nach erfolgter Positionierung der Sende- und Empfangseinrichtung wird das Schallsignal ausgestrahlt und durchläuft das Gebirge zwischen den beiden Bohrungen. Aus der gemessenen Laufzeit des Signales und dem bekannten Abstand von Sender und Empfänger kann die

Schallwellengeschwindigkeit im untersuchten Gebirgsbereich bestimmt werden.

6.5.2 Auswertung und Ergebnisse der Messungen

Wie bereits erwähnt läßt sich aus der Laufzeit des Schallsignals und dem Abstand zwischen Sender- und Empfängereinrichtung die Wellengeschwindigkeit im betrachteten Gebirgsbereich ermitteln. Die Laufzeit zwischen 2 zusammengehörigen Meßpunkten wurde während des Versuchs gemessen und von der FMPA protokolliert. Der Abstand zwischen den Meßpunkten wurde rechnerisch mit Hilfe der Einmeßdaten der Bohrungen (Koordinaten und Höhen des Ansatzpunktes; Azimuth und Neigung der Bohrachsen) bestimmt. Die Achsen der Bohrungen wurden hierbei als Geraden angenommen, was im Hinblick auf die geringe Länge der Bohrungen zulässig ist.

Werden in einem hinreichend großen Körper Ultraschallwellen erzeugt, so treten i.a. zwei Wellentypen auf, die Kompressionswelle und die Scherwelle. In der Kompressionswelle erfolgt die Teilchenbewegung längs der Wellenausbreitungsrichtung (Longitudinalwelle). Hingegen schwingen die Teilchen in der Scherwelle quer zur Ausbreitungsrichtung (Transversalwelle). Dabei ergeben sich unterschiedliche Ausbreitungsgeschwindigkeiten. Bei Kenntnis der beiden Wellengeschwindigkeiten (Kompressionswellengeschwindigkeit V_p und Scherwellengeschwindigkeit V_s) sowie der Dichte lassen sich der dynamische Elastizitätsmodul sowie die Querdehnungszahl ermitteln.

Die Geschwindigkeiten der Kompressionswellen V_p konnten bei allen Bohrlochpaaren für größere Abschnitte ermittelt werden. Die Ankunftszeiten der Scherwellen wurden von der FMPA nur für die Bohrlochpaare U103a/104a, U105/106 und U109/110 bestimmt. Aus dem Verhältnis der Wellengeschwindigkeiten V_p und V_s bei diesen Bohrungen wurde unter der Annahme eines linear elastischen, isotropen Materialverhaltens eine mittlere Querdehnungszahl von 0,35 ermittelt.

In den Abbildungen AII-6.11 und AII-6.12 sind die Geschwindigkeiten der Kompressionswellen in Abhängigkeit von der Bohrlochteufe graphisch dargestellt. Bei den Horizontalbohrungen im Schachtbereich (Abbildung AII-6.11) läßt sich generell ein charakteristi-

sches Profil der Wellengeschwindigkeit erkennen. Es ergibt sich ein Bereich bis zu ca. 2 m hinter Bohransatzpunkt, in dem die Geschwindigkeit und die Amplitude der Empfangssignale deutlich geringer sind als im Bereich des Schachtausbaus und des weiter vom Schacht entfernt liegenden Gebirges. Es handelt sich hierbei offenbar um aufgelockerte Bereiche. Nach Angabe der FMPA kommen in diesem Bereich nur noch tiefere Frequenzanteile an, während die Signale im weiter vom Schacht entfernt liegenden Gebirgsbereich deutlich höherfrequente Signalanteile zeigen.

Bei größeren Bohrlochtiefen liegen die Wellengeschwindigkeiten nahezu konstant auf einem relativ hohen Niveau von ca. 2500-3000 m/s. Die hohen Wellengeschwindigkeiten von ca. 4000-4500 m/s im Bereich der Schachtauskleidung sind auf die Ultraschallausbreitung im Beton zurückzuführen (s. Abbildung AII-6.11).

Zu erwähnen ist noch, daß die Messungen im Bohrlochpaar U103/U104 in relativ geringer Entfernung vom Schacht wegen mangelnder Standesicherheit der Bohrlöcher abgebrochen werden mußten. Aus diesem Grunde wurde nachträglich das Bohrlochpaar U103a/U104a hergestellt und für Ultraschallmessungen genutzt (s. Abbildung AII-6.11).

Die Wellengeschwindigkeiten im Bereich des Bohrlochpaares U105/U106 (schachtparallel) sind in der Abbildung AII-6.12 dargestellt. Bis ca. 2 m Tiefe unter der Streckensohle nimmt die Wellengeschwindigkeit stetig zu und kennzeichnet offenbar eine aufgelockerte Zone. In größeren Tiefen nehmen die Geschwindigkeiten dann bis auf relativ hohe Werte zwischen 3000 und 3500 m/s zu.

Im Vergleich dazu liegen die Wellengeschwindigkeiten im Bereich des Bohrlochpaares U111/U112, das sich etwa in der Streckenmitte befindet, mit Werten bis 2500 m/s deutlich niedriger. Auch bei diesem Bohrlochpaar zeichnet sich jedoch tendenziell die Abnahme der Wellengeschwindigkeiten im Bereich unmittelbar unterhalb der Streckensohle ab (Abbildung AII-6.12). Die Wellengeschwindigkeit im Bereich der Streckensohlplatte aus Beton liegt beim Bohrlochpaar U111/U112 mit ca. 4000 - 4500 m/s in der selben Größenordnung wie im Betonformsteinausbau des Schachtes (vgl. Abbildung AII-6.11).

Abschließend werden die Meßergebnisse aus dem Bereich der etwa horizontal von der Strecke aus abgeteufte Bohrlochpaare U107/U108 und U109/U110 erläutert (Abbildung AII-6.12). Beim Bohrlochpaar U107/U108 liegen die Geschwindigkeiten auf einem nahezu konstanten Niveau in der Größenordnung von ca. 2500-3000 m/s. Beim Bohrlochpaar U109/U110 sind die Geschwindigkeiten im Bereich bis ca. 1,5 m neben dem Stoß dagegen deutlich geringer. Sie kennzeichnen offenbar eine Auflockerung des Gebirges neben der Strecke. In etwas größerer Entfernung vom Streckenstoß nehmen sie dann rasch auf Werte zwischen ca. 3000-3500 m/s zu.

Zusammenfassend ist festzustellen, daß die Ergebnisse der Ultraschallmessungen im Schachtbereich Hinweise auf eine Auflockerungszone ergeben, deren radiale Ausdehnung gemessen von der Außenkante des Schachtausbaus weniger als ca. 1,5 m beträgt. Im Gebirge außerhalb dieser Zone sind die ermittelten Wellengeschwindigkeiten nahezu konstant und nur relativ geringen Streuungen unterworfen.

Die Ergebnisse der Ultraschallmessungen in den von der Streckensohle aus nach unten abgeteufte Bohrungen streuen dagegen etwas stärker. Es läßt sich jedoch auch hier eine aufgelockerte Zone abgrenzen, die etwa den Gebirgsbereich bis ca. 1-2 m unterhalb der Sohlplatte erfaßt.

Die Ultraschallmessungen in den beiden vom linken bzw. rechten Streckenstoß aus gebohrten Bohrlochpaaren zeigen unterschiedliche Ergebnisse. Im einen Fall ist keine Auflockerungszone neben der Strecke zu erkennen. Die Wellengeschwindigkeiten sind nahezu konstant. Im anderen Fall sind die Wellengeschwindigkeiten im Bereich neben dem Stoß bis zu einer Entfernung von ca. 1,5 m deutlich niedriger und kennzeichnen offenbar eine aufgelockerte Zone.

Ob und in welchem Umfang die Ergebnisse der Ultraschallmessungen durch die Auflockerungen, die sich um die Bohrlöcher herum ausbilden, beeinflußt sind, kann anhand der Meßergebnisse nicht angegeben werden. Die Wellengeschwindigkeiten im vollständig ungestörten Gebirge, d.h. ohne den Störeinfluß der Bohrlöcher, liegen wahrscheinlich insgesamt auf einem etwas höheren Niveau. Da die Ultra-

schallmessungen jeweils unmittelbar nach der Fertigstellung der Bohrungen durchgeführt und die Bohrlöcher nicht bewässert wurden, dürfte die Auflockerung in der Umgebung der Bohrlöcher jedoch im Vergleich mit den WD-Testbohrungen geringer sein.

7 Versuche zum Zerfall und Beobachtungen in vertikalen Bohrlöchern

7.1 Vorgehensweise, Untersuchungsziele und Untersuchungsmethoden

Die Untersuchungen in den Bohrlöchern wurden durchgeführt, um Veränderungen des Bohrlochzustandes gegenüber der durch das Bohrwerkzeug vorgegebenen Sollgeometrie qualitativ und quantitativ zu erfassen und um die Ursachen hierfür zu erkennen. Bei den Veränderungen kann es sich beispielsweise um gleichmäßige Auskesselungen, unregelmäßige Ausbrüche oder Bohrlochkonvergenzen handeln, die in Abhängigkeit von den im einzelnen vorliegenden Verhältnissen auf das Zerfalls- oder Quellverhalten des Gesteins, die Gesteinsfestigkeit, den Einfluß des Gefüges und den Spannungszustand zurückgeführt werden können.

Im Hinblick auf die Interpretation der Veränderungen des Bohrlochzustandes sollten nach Möglichkeit auch Zeitabhängigkeiten erfaßt werden.

Weiterhin sollte das ggf. unterschiedliche Verhalten der Bohrlöcher unter verschiedenen Befüllungsbedingungen untersucht werden. Hierzu wurden Bohrungen im trockenen bzw. bergfeuchten Zustand, unter Befüllung mit Süßwasser, unter Befüllung mit Salzwasser aus dem Hilssandstein und unter Befüllung mit Dickspülung beobachtet.

Neben der Veränderung des Zustandes der Bohrlochgeometrie sollte die Verfüllung des Bohrloches mit Nachfall sowie die Entwicklung des Flüssigkeitsspiegels im Bohrloch dokumentiert werden.

Bei der Durchführung der Untersuchungen kamen die im folgenden beschriebenen Beobachtungsmethoden zur Anwendung.

Die Höhe des Flüssigkeitsspiegels im Bohrloch wurde in regelmäßigen Zeitabständen mit Hilfe eines Lichtlotes gemessen. Ebenfalls durch Lotung wurde die temporäre Teufe der teilweise mit Nachfall gefüllten Bohrlöcher bestimmt.

Die Beobachtung des Zustandes der Bohrlochwandungen erfolgte durch Fernsehsondierungen, die von der [REDACTED], Baunatal, durchgeführt wurden.

Zur quantitativen Bestimmung der Bohrlochgeometrie wurden in den V-Bohrungen mehrfach Kaliberlogs durchgeführt. Im vorliegenden Fall kam die 8-Arm-Kaliber-Bohrlochmeßsonde (System Haferland) der [REDACTED], Zug, die die Messungen als [REDACTED] [REDACTED], Bochum, durchführte, zur Anwendung.

Als weiteres Verfahren zur quantitativen Bestimmung der Bohrlochgeometrie wurden in zwei V-Bohrungen Televier-Messungen durchgeführt. Es handelt sich hierbei um eine auf einem akustischen Verfahren beruhende Kalibermessung. Mit der zur Verfügung stehenden Televier-Sonde der [REDACTED], die auch die Messungen durchführte und die Auswertungen vornahm, kann nur in flüssigkeitsgefüllten Bohrlochern gemessen werden.

Weiterhin wurden in den Vertikalbohrungen von der [REDACTED] Gamma-Ray-Logs durchgeführt. Hierbei wird die natürliche Gammastrahlung der von der Sonde durchfahrenen Gesteinsschichten gemessen. Die Messung erfolgt durch einen Scintillationszähler, wobei die Zählrate in der Einheit counts per second (CPS) registriert wird. Mit Hilfe des Gamma-Ray-Logs lassen sich vor allem tonfreie bzw. tonarme Schichten (Sandsteine, Kalksteine etc.) gegen Tonsteine abgrenzen. Da im vorliegenden Fall die Schichten grundsätzlich tonig ausgebildet sind, lassen sich hier anhand des Logs nur Bereiche mit auffallend hohem oder niedrigem Gehalt an Tonmineralen von den übrigen Bereichen abgrenzen.

Eine ausführlichere Beschreibung der vorstehend aufgeführten Untersuchungsmethoden findet sich im Teil AI des Berichtes. Auf die Erläuterung der Detailpunkte zu den verwendeten Geräten und zur Aufzeichnung bzw. Wiedergabe der Ergebnisse kann daher an dieser Stelle verzichtet werden.

In den folgenden Abschnitten werden im einzelnen die Ergebnisse der Beobachtungen bzw. Messungen in den Vertikalbohrungen V101 bis V105 vorgestellt und erläutert.

7.2 Bohrung V101

Die Bohrung V101 wurde als vertikale Vollbohrung mit einem Durchmesser von 146 mm und einer Tiefe von 51 m von der Streckensohle aus etwa bei Station 36 m abgeteuft (s. Abbildungen AII-2.1 und AII-2.2). Der zeitliche Ablauf der Bohrarbeiten, der Bohrlochmessungen und des Zerfallsverhaltens ist für die Bohrung V101 in der Abbildung AII-7.1 dargestellt.

Etwa 4 Wochen nach Beendigung der Bohrarbeiten wurde das Bohrloch bis zur Teufe von ca. 25 m mit Salzwasser aus dem Hilssandstein befüllt. Zuvor hatte sich das Bohrloch bereits bis zur Teufe von ca. 38 m mit Nachfall aufgefüllt (Abbildung AII-7.1).

Nach der Befüllung mit Hilswasser setzten mit einigen Tagen Verzögerung starke Zerfalls- und Nachbrucherscheinungen ein, die zur kurzfristigen Selbstverfüllung des Bohrlochs bis zum Niveau der Wasserbefüllung führten.

Im folgenden Beobachtungszeitraum von ca. 1 Monat veränderte sich die Oberkante des Nachfalls nur noch geringfügig. Der Wasserspiegel im Bohrloch stieg dagegen stetig um insgesamt ca. 5 m an.

Anschließend wurde das Bohrloch zum zweiten Mal bis zur Teufe von ca. 12 m mit Salzwasser aus dem Hilssandstein befüllt. Nahezu ohne Verzögerung füllte sich auch dieser Abschnitt dann innerhalb weniger Tage mit Nachfall auf. Durch aus dem obersten Bohrlochabschnitt nachfallendes Gestein kam es dabei zu einer Anhebung des Wasserspiegels um ca. 2 m innerhalb weniger Tage (s. Abbildung AII-7.1).

Sowohl unmittelbar nach der ersten als auch nach der zweiten Befüllung mit Hilswasser wurden im wassergefüllten Bohrlochabschnitt oberhalb des Nachfallhorizontes Televiermessungen durchgeführt. Da der Nachbruch bzw. Zerfall im Bohrloch z.T. mit einer zeitlichen Verzögerung einsetzte (s. Abbildung AII-7.1), wurden die Veränderungen im Bohrloch mit den Televiermessungen nur in geringem Umfang erfaßt. Weiterhin trat bei den Televiermessungen auf der

541 m-Sohle häufiger das Problem auf, daß infolge von Absorption in dem durch den Gesteinszerfall gebildeten Wasser-Ton-Gemisch kein auswertbares Signal gemessen werden konnte. Nach Angabe der ■■■ ist der Televiwer auf eine Grenzschicht Spülung-Gestein angewiesen, die bei dem sich auflösenden Tonstein bereichsweise nicht mehr gegeben war.

Aus den genannten Gründen wird auf eine Darstellung der Televiwermeßergebnisse für die Bohrung V101 verzichtet. Ein beispielhaftes Meßergebnis findet sich jedoch für die Bohrung V102 in den Abbildungen zum folgenden Kapitel 7.3.

Außer den Televiwermessungen wurden im zum jeweiligen Zeitpunkt befahrbaren Bohrlochabschnitt Fernsehsondierungen und 8-Arm-Kalibermessungen durchgeführt (Abbildung AII-7.1).

Nach der 2. Befüllung des Bohrlochs mit Hilswasser im November 1990 wurden die Höhe der Nachfalloberkante und des Wasserspiegels weiterhin bis zum April 1991 regelmäßig eingemessen. Wie aus der Abbildung AII-7.1 hervorgeht, stieg der Nachfall im Bohrloch innerhalb dieses Zeitraums um ca. 6,5 m und der Wasserspiegel um ca. 9 m an.

Ab Mitte April 1991 wurde das weitgehend mit Wasser und Nachfall gefüllte Bohrloch V101 mit Hilfe einer Schappe entleert. Die Arbeiten dauerten bis Anfang Mai 1991 an. Unmittelbar nach der Entleerung wurde das Bohrloch mit der Fernsehsonde befahren und mit der 8-Arm-Kalibersonde vermessen. Außerdem wurde ein Gamma-Ray-Log durchgeführt (s. Abbildung AII-7.1).

In der Abbildung AII-7.2 sind einige Schirmbildfotos der Fernsehsondierung am 25.09.1990 dargestellt. Die Fernsehsondierung wurde einen Tag nach Beendigung der Bohrarbeiten durchgeführt (vgl. Abb. AII-7.1). Dementsprechend zeigte sich in großen Bohrlochabschnitten eine glatte Bohrlochwandung ohne Ausbrüche. An einigen Stellen zeigten sich jedoch bereits die aus den Bohrungen auf der 343 m-Sohle (vgl. Teil AI des Berichtes) bekannten gegenüberliegenden, parallel zur Bohrlochachse verlaufenden V-förmigen Ausbrüche (Abbildung AII-7.2). Auch in den Vertikalbohrungen auf der 541 m-

Sohle zeigte sich, daß diese Ausbrüche häufig punktuell beginnen und sich dann im Laufe der Zeit und vor allem unter dem Einfluß von Wasser oder wässrigen Lösungen zu langen linearen Strukturen erweitern. Messungen mit einer Kompaßeinrichtung zeigten, daß die Orientierung der Ausbrüche mit der auf der 343 m-Sohle festgestellten Orientierung vergleichbar ist. Die gegenüberliegenden Ausbrüche befinden sich generell auf der östlichen und der westlichen Bohrlochseite mit einer relativ deutlichen Tendenz zur WNW-ESE-Richtung.

In der Abbildung AII-7.3 sind Schirmbildfotos der Fernsehsondierung am 08.05.1991 dargestellt, die kurz nach der Entleerung des zugefallenen Bohrlochs durchgeführt wurde (vgl. Abbildung AII-7.1). Die gegenüberliegenden Ausbrüche haben sich im Verlaufe des mehrmonatigen Beobachtungszeitraumes deutlich verstärkt und zu einer ovalen bis elliptischen Bohrlochform geführt. Die Ausbrüche sind z.T. unregelmäßig begrenzt; die Bohrlöcherweiterung folgt jedoch stets den bereits im unbefüllten Bohrloch an den westlichen und östlichen Rändern beobachteten kleineren Ausbrüchen. Rotationssymmetrische Auskesselungen treten nicht in größerem Umfang auf.

In der Abbildung AII-7.4 sind die Ergebnisse der Bohrlochvermessung mit der 8-Arm-Kalibersonde im entleerten Bohrloch am 08.05.1991 und des zum selben Zeitpunkt durchgeführten Gamma-Ray-Logs wiedergegeben. Das Bohrlochkaliber ist als Mittelwert der 4 gemessenen Einzeldurchmesser dargestellt. Der linke Rand der Darstellung kennzeichnet einen Durchmesser von 140 mm, während der rechte Rand einem Durchmesser von 340 mm entspricht. Der Abstand zwischen den vertikalen Teilstrichen ergibt sich demzufolge zu 20 mm.

Deutliche Bohrlöcherweiterungen zeigen sich vor allem in den Abschnitten von ca. 4-13,5 m und von ca. 22-25 m. Die größten mittleren Durchmesser betragen ca. 35 cm während die größten Einzeldurchmesser der ovalen Auskesselungen ca. 50 cm erreichen. Auch in den übrigen Bereichen des Bohrlochs treten Ausbrüche auf, deren Intensität und Ausdehnung jedoch geringer ist. Der maßhaltigste Bohrlochabschnitt findet sich etwa im Teufenbereich von 26-37 m.

Nach den vorliegenden Angaben der BGR zur Stratigraphie dürfte dieser Bereich dem sogenannten Hauptblättertön des Unterbarrême zuzurechnen sein.

Der Bohrlochabschnitt unterhalb von ca. 38,5 m konnte am 08.05.1991 nicht mehr mit der Kalibersonde vermessen werden, da das Bohrloch in diesem Bereich wegen erneuter Nachbrüche nicht mehr durchgängig war.

Der Vergleich mit der ebenfalls in der Abbildung AII-7.4 wiedergegebenen, im Bohrloch V101 gemessenen Gammaeigenstrahlung zeigt im Gegensatz zu den Ergebnissen auf der 343 m-Sohle keine Korrelation zwischen den Bohrlochausbrüchen und der Intensität der Gammastrahlung des Gesteins. Die Gammaeigenstrahlung bewegt sich im untersuchten Bereich auf einem relativ konstant hohen Niveau zwischen ca. 110 und ca. 150 cps. Im Untersuchungsbereich der 343 m-Sohle (Mittelalb) liegt die gemessene Gammaeigenstrahlung mit ca. 60-100 cps dagegen deutlich niedriger.

7.3 Bohrung V102

Die Bohrung V102 wurde als vertikale Kernbohrung von der Streckensohle aus etwa bei Station 33 m abgeteuft (s. Abbildungen AII-2.1 und AII-2.2). Der zeitliche Ablauf der Bohrarbeiten, der Bohrlochmessungen und des Zerfallsverhaltens ist für die Bohrung V102 in der Abbildung AII-7.5 dargestellt.

Nach der Durchführung der Dilatometerversuche im Bohrloch mit einem Durchmesser von 86 mm wurde das Bohrloch bis etwa zur Teufe 50 m auf 146 mm Durchmesser erweitert. Wenige Tage nach Beendigung dieser Bohrarbeiten wurde das Bohrloch bis zur Teufe von ca. 37,5 m mit Süßwasser aus dem Leitungsnetz der Schachtanlage Konrad befüllt. Zuvor hatte sich das Bohrloch bereits bis zur Teufe von ca. 46,5 m mit Nachfall aufgefüllt (Abbildung AII-7.5).

Unmittelbar nach der Befüllung mit Wasser setzten starke Zerfalls- und Nachbrücherscheinungen ein, die innerhalb eines Zeitraumes von ca. 2 Tagen zur Selbstverfüllung des Bohrlochs bis zum Niveau der Wasserbefüllung führten.

Im folgenden Beobachtungszeitraum von ca. 2 Monaten stieg der Nachfallspiegel zunächst relativ stetig um insgesamt ca. 5 m an. Der Wasserspiegel stieg im selben Zeitraum ohne Befüllung von außen ebenfalls stetig um insgesamt ca. 12 m an. Der Wasserspiegel lag somit in diesem Zeitraum stets deutlich oberhalb des Nachfallspiegels (s. Abbildung AII-7.5).

Etwa ab Beginn der 2. Oktoberwoche 1990 stieg die Oberkante des Nachfalls im Bohrloch dann stärker an, während der Wasserspiegel in nahezu unveränderter Weise anstieg. Bis zur Mitte der letzten Oktoberwoche 1990 erreichte die Oberkante des Nachfalls bis auf ca. 1 m Differenz das Niveau des Wasserspiegels, der sich zu diesem Zeitpunkt bei ca. 23 m Bohrlochteufe befand (Abbildung AII-7.5).

Anschließend wurde das Bohrloch zum zweiten Mal bis zur Teufe von ca. 9,5 m mit Süßwasser befüllt. Wiederum setzten unmittelbar danach starke Zerfalls- und Nachfallerscheinungen ein, die innerhalb von ca. 2 Tagen zur Selbstverfüllung des Bohrlochs bis fast zum Niveau des Wasserspiegels führten.

Die Höhenlagen des Wasser- und des Nachfallspiegels wurden in der Folgezeit in regelmäßigen Zeitabständen eingemessen. Nach ca. 4,5 Monaten Beobachtungszeit war der Wasserspiegel bis etwa zur Teufe von ca. 1,5 m angestiegen, während sich der Nachfallspiegel innerhalb dieses Zeitraumes bis auf die Teufe von ca. 3 m erhöht hatte (s. Abbildung AII-7.5).

Im März und April 1991 wurde das Bohrloch dann mit einer Schappe entleert. Eine zwischenzeitliche Unterbrechung der Entleerungsarbeiten von ca. 2 Wochen hatte eine rasche Erhöhung des Nachfallspiegels um ca. 14 m durch erneuten Nachfall zur Folge (Abbildung AII-7.5).

Der befahrbare Abschnitt des Bohrlochs wurde mehrfach mit der Fernsehsonde und der 8-Arm-Kalibersonde untersucht. Die letzten Messungen wurden nach der Entleerung des Bohrlochs durchgeführt. Zu diesem Zeitpunkt wurde außerdem die Gammastrahlung des Gesteins

mit Hilfe eines Gamma-Ray-Logs bestimmt. Sowohl unmittelbar nach der ersten als auch nach der zweiten Befüllung mit Wasser wurden im wassergefüllten Bohrlochabschnitt oberhalb des Nachfallhorizontes Televiermessungen durchgeführt (s. Abbildung AII-7.5).

In der Abbildung AII-7.6 sind einige Schirmbildfotos der Fernsehsondierung am 29.08.1990 dargestellt. Die Fernsehsondierung wurde ca. 3,5 Wochen nach Beendigung der Bohrarbeiten im Bohrlochabschnitt oberhalb der Wasserbefüllung durchgeführt (vgl. Abbildung AII-7.5). Ähnlich wie in der Bohrung V101 (vgl. Abbildung AII-7.2) sind auch hier die V-förmigen gegenüberliegenden Ausbrüche erkennbar, deren Orientierung mit der in der Bohrung V101 übereinstimmt. Auch in der Bohrung V102 finden sich Bohrlochabschnitte, in denen die Ausbrüche vergleichsweise gering sind bzw. sich nur punktuell zeigen. In anderen Abschnitten sind die Ausbrüche nach der mehrwöchigen Standzeit auch ohne den Einfluß einer Wasserbefüllung bereits weit fortgeschritten.

In der Abbildung AII-7.7 sind Schirmbildfotos der Fernsehsondierung am 18.04.1991 dargestellt, die kurz nach der Entleerung des zugefallenen Bohrlochs durchgeführt wurde (vgl. Abbildung AII-7.5). Es zeigt sich das bereits aus der Bohrung V101 und auch aus den Bohrungen auf der 343 m-Sohle bekannte Bild. Die gegenüberliegenden Ausbrüche haben sich im Verlaufe des mehrmonatigen Versuchszeitraumes deutlich verstärkt und zu einer Ovalisierung des Bohrlochs in größeren Abschnitten geführt. Die Orientierung der längeren Hauptachse des erweiterten Bohrlochs entspricht der Orientierung der bereits im unbefüllten Bohrloch beobachteten gegenüberliegenden Ausbrüche.

Als Beispiel für die Vermessung eines befüllten Bohrlochabschnittes mit der Televierersonde ist in der Abbildung AII-7.8 die Auswertung von 3 Messungen am 09.08.1990, d.h. nach der ersten Befüllung mit Süßwasser wiedergegeben (vgl. Abbildung AII-7.5).

Die Darstellung in der Abbildung AII-7.8 zeigt eine Abwicklung der Bohrlochwandung. Weiße Bereiche kennzeichnen darin einen Bohrlochradius von 80 mm und mehr während schwarze Bereiche einem Bohrlochradius von 40 mm und weniger entsprechen. Die dazwischenlie-

genden Grautonabstufungen entsprechen jeweils Radiusdifferenzen von 5 mm. Die beiden parallel zum Bohrloch verlaufenden durchgehenden schmalen Streifen beruhen auf der Abbildung der an der Sonde befindlichen beiden Meßfühler zur Kalibrierung der Meßwerte. Sie sind bei der Betrachtung der Meßergebnisse nicht zu beachten. Die Darstellung ist auf die Nordrichtung orientiert. Die beiden seitlichen Ränder der Abwicklung entsprechen der Nordrichtung, die Mitte der Abwicklung demzufolge der Südrichtung. Die jeweilige Meßteufe ist seitlich der Abwicklung im Meterabstand angegeben.

Die Televiewermessung um 15.00 Uhr erfaßt den Teufenbereich von ca. 36,8 - 42,3 m. Auf der Ost- und der Westseite des Bohrlochs sind die näherungsweise linear in Bohrlochlängsrichtung verlaufenden, gegenüberliegenden Ausbrüche zu erkennen. Diese weiß abgebildeten Ausbrüche werden jedoch zum großen Teil durch die schwarz abgebildeten, hereinbrechenden Gesteinspartikel verdeckt.

Die Ergebnisse der Messungen um 16.30 Uhr und 17.30 Uhr sehen qualitativ ähnlich aus. Die Veränderungen der Bohrlochausbrüche gegenüber der Messung um 15.00 Uhr sind nur undeutlich erkennbar. Die Ansammlung von nachgebrochenem Gestein im Bohrloch im Verlaufe des dargestellten Beobachtungszeitraums wird jedoch durch die Verringerung der mit der Televiewersonde erreichbaren Meßteufe auf ca. 41,1 m um 16.30 Uhr bzw. auf ca. 40,6 m um 17.30 Uhr dokumentiert (s. Abbildung AII-7.8).

In der Abbildung AII-7.9 sind die Ergebnisse der Bohrlochvermessung mit der 8-Arm-Kalibersonde im entleerten Bohrloch am 18.04.1991 wiedergegeben. Im rechten Teil der Abbildung ist der Verlauf der 4 um jeweils 45° gegeneinander verdrehten Durchmesser einzeln dargestellt. Der linke Teil der Darstellung zeigt den Verlauf des mittleren Bohrlochdurchmessers, der sich durch Mittelwertbildung aus den 4 Einzelwerten ergibt. Der linke Rand der Darstellung kennzeichnet einen Durchmesser von 120 mm, während der rechte Rand einem Durchmesser von 320 mm entspricht. Zu beachten ist der Maßstabsunterschied zwischen der Darstellung des mittleren Durchmessers und der Darstellung der 4 Einzeldurchmesser (halb so groß).

Deutliche Bohrlocherweiterungen zeigen sich vor allem in den Abschnitten von ca. 6 - 24,5 m und von ca. 37 - 43 m. Die größten mittleren Durchmesser betragen bis zu ca. 30 cm, während die größten Einzeldurchmesser ca. 45 cm erreichen. Auffällig geringe Bohrlocherweiterungen zeigen sich im Abschnitt von ca. 24,5 - 37 m. Das Bohrloch ist in diesem Bereich weitgehend maßhaltig. Insgesamt zeigen sich sowohl bei qualitativer als auch bei quantitativer Betrachtung der Bohrlochausbrüche deutliche Übereinstimmungen zwischen der mit Hilswasser befüllten Bohrung V101 und der mit Süßwasser befüllten Bohrung V102 (vgl. Abbildungen AII-7.4 und AII-7.9).

In der Abbildung AII-7.10 sind die Ergebnisse des Kaliber-Logs am 18.04.1991 noch einmal in Form des mittleren Durchmessers wiedergegeben und dem Ergebnis des Gamma-Ray-Logs gegenübergestellt. Wie bereits bei der Bohrung V101 festgestellt zeigt sich auch hier keine Korrelation zwischen den Bohrlochausbrüchen und der Intensität der Gammastrahlung. Größe und Verlauf der gemessenen Gammastrahlung des Gesteins stimmen näherungsweise mit den in der Bohrung V101 gemessenen Werten überein (vgl. Abbildungen AII-7.4 und AII-7.10).

7.4 Bohrung V103

Die Bohrung V103 wurde bis zur Teufe von 39 m als vertikale Vollbohrung mit einem Durchmesser von 146 mm von der Streckensohle aus etwa bei Station 29 m abgeteuft (s. Abbildungen AII-2.1 und AII-2.2). Bis zur Teufe von 40,6 m wurde die Bohrung dann als Kernbohrung fortgesetzt. Wegen bohrtechnischer Schwierigkeiten wurden die Bohrarbeiten bei Erreichen dieser Teufe abgebrochen. Der zeitliche Ablauf der Bohrarbeiten, der Bohrlochmessungen und des Zerfallsverhaltens ist für die Bohrung V103 in der Abbildung AII-7.11 dargestellt.

Innerhalb eines Zeitraums von ca. 2 Monaten nach der Beendigung der Bohrarbeiten füllte sich das Bohrloch etwa bis zur Teufe von ca. 35 m mit nachgefallenem Gestein auf. Infolge von Wasserzutritten aus dem Gebirge bildete sich im Bohrloch nach ca. 3 Wochen ein Wasserspiegel oberhalb des Nachfalls aus, der in dem o.g. Zeitraum

von ca. 2 Monaten nach Beendigung der Bohrarbeiten bis etwa zur Bohrlochteufe von 32 m anstieg (s. Abbildung AII-7.11). Einzelne Wasserzutrittsstellen konnten in der Bohrung V103 wie auch in allen anderen Bohrungen nicht festgestellt werden. Die Wasserzutritte erfolgen offenbar großflächig über den gesamten Bereich der Bohrlochwandung.

Am Ende des zweimonatigen Beobachtungszeitraumes wurde das Wasser im Bohrloch bis auf das Niveau des Nachfalls (ca. 35 m) abgepumpt und das Bohrloch bis zur Teufe von ca. 16 m mit Dickspülung befüllt (s. Abbildung AII-7.11). Die Dickspülung entsprach der bereits bei den Versuchen auf der 343 m-Sohle verwendeten Spülung (vgl. Teil AI des Berichtes). Für den Feststoffanteil der Spülung wurde ein stark schluffiger, ausgeprägt plastischer Ton mit geringen Feinsandanteilen aus der Grube Arpke (■■■■■■■■■■), Lehrte) verwendet, der als getrocknetes Granulat bezogen werden konnte.

Die Aufbereitung der Dickspülung erfolgte mit Hilfe eines Umpumpmischers unter Verwendung von Süßwasser aus dem Leitungsnetz der Schachanlage Konrad. Der Feststoffanteil wurde so gewählt, daß die aufbereitete Dickspülung eine Dichte von ca. $1,3 \text{ g/cm}^3$ aufwies.

Nach der Befüllung mit Dickspülung wurden über einen Zeitraum von ca. 5,5 Monaten in regelmäßigen Zeitabständen Teufenmessungen durchgeführt. An der Oberkante der Spülbefüllung sonderte sich nach wenigen Wochen Wasser ab. Der mit dem Lichtlot eingemessene Wasserspiegel stieg im Beobachtungszeitraum relativ gleichmäßig von ca. 16 m Teufe bei der Befüllung bis auf ca. 3,5 m Teufe an.

Die größtmögliche Eindringtiefe des Lotes veränderte sich - bezogen auf den Wasserspiegel - im Verlaufe des Beobachtungszeitraums nur wenig. Sie lag stets zwischen ca. 0,5 und 1,5 m unterhalb des Wasserspiegels (s. Abbildung AII-7.11). Dieses Teufenniveau kennzeichnet wahrscheinlich den Übergang vom vergleichsweise klaren Wasser zur Spülung mit deutlich höherem Feststoffgehalt. Aus welchem Grunde sich die größtmögliche Eindringtiefe des Lotes in Bezug auf den Wasserspiegel trotz der zu erwartenden Sedimentation der Spülung nicht wesentlich erhöhte kann nicht erklärt werden.

Möglicherweise hat sich die Spülung kontinuierlich mit zerfallenem Gesteinsmaterial aus der Bohrlochwandung angereichert und auf diese Weise den Sedimentationsvorgang teilweise ausgeglichen.

Da mit Hilfe des Lotes der Feststoffspiegel im Bohrloch nicht bestimmt werden konnte (s.o.), wurden zusätzlich Teufenmessungen mit einem 1"-Gestänge durchgeführt. Das Gestänge wurde von Hand soweit wie möglich in die Bohrlochfüllung hineingedrückt. Die Eindringtiefe des Gestänges veränderte sich in den ersten 3-4 Monaten nach der Befüllung mit Dickspülung nur geringfügig und entsprach ungefähr dem Niveau des Nachfalls im Bohrloch vor der Spülbefüllung (s. Abbildung AII-7.11). In der Folgezeit traten im Bohrloch offenbar starke Nachbrüche verbunden mit Pfropfenbildungen auf. Die Pfropfen konnten jedoch mit dem zur Teufenmessung verwendeten Gestänge durchstoßen werden. In den letzten 1-2 Monaten des Beobachtungszeitraumes vor der Entleerung lag die mit dem Gestänge erreichbare Bohrlochteufe nur noch ca. 2-5 m unterhalb des Wasserspiegels (s. Abbildung AII-7.11). Ob sich darunter innerhalb dieses Zeitraumes noch Pfropfen gebildet hatten, die mit dem Gestänge nicht durchstoßen werden konnten, kann nicht mit Bestimmtheit gesagt werden. Während der Entleerungsarbeiten ergaben sich jedenfalls keine Hinweise auf derartige Pfropfen. Bei dem geförderten Material handelt es sich durchweg um weitgehend zerfallene Gesteinsbruchstücke bis zur Größe von wenigen Zentimetern in einer meist breiigen bis weichen, tonigen Matrix.

Der befahrbare Abschnitt des Bohrlochs wurde im Verlauf des Beobachtungszeitraumes mehrfach mit der Fernsehsonde und der 8-Arm-Kalibersonde untersucht. Die letzten Messungen wurden nach der Entleerung des Bohrlochs durchgeführt. Zu diesem Zeitpunkt wurde außerdem die Gammastrahlung des Gesteins mit Hilfe eines Gamma-Ray-Logs bestimmt (Abbildung AII-7.11).

In der Abbildung AII-7.12 sind Schirmbildfotos der Fernsehsondierung am 06.06.1991 dargestellt, die nach der Entleerung des Bohrlochs durchgeführt wurde (vgl. Abbildung AII-7.11). Die Fotos zeigen die bereits aus den anderen Bohrungen bekannte, infolge der Ausbrüche ovalisierte Bohrlochform. Die Orientierung der Ausbrüche stimmt mit der in den Bohrungen V101 und V102 beobachteten weitge-

hend überein. Die längere Hauptachse des erweiterten Bohrlochs verläuft etwa in WNW-ESE-Richtung.

In der Abbildung AII-7.13 sind die Ergebnisse der Bohrlochvermessung mit der 8-Arm-Kalibersonde im entleerten Bohrloch am 06.06.1991 wiedergegeben. Dargestellt ist der mittlere Durchmesser, wobei der linke Rand der Darstellung einen Durchmesser von 130 mm kennzeichnet, während der rechte Rand einem Durchmesser von 330 mm entspricht. Stärkere Bohrlocherweiterungen zeigen sich in den Abschnitten von ca. 4-19 m und von ca. 36,5 m bis zur Endteufe des Meßbereiches (ca. 38 m). Die Verteilung der Bohrlochausbrüche bzw. der kaum erweiterten Bohrlochbereiche stimmt vergleichsweise gut mit der Verteilung in den bereits diskutierten Bohrungen V101 und V102 überein (vgl. Abbildungen AII-7.13, AII-7.10 und AII-7.4).

Die größten mittleren Durchmesser betragen in der Bohrung V103 bis zu ca. 35-40 cm, während die größten Einzeldurchmesser ca. 45-50 cm erreichen.

Die Ergebnisse der Kalibermessung sind in der Abbildung AII-7.13 dem Ergebnis des Gamma-Ray-Logs gegenübergestellt. Analog zu den Bohrungen V101 und V102 zeigt sich keine Korrelation zwischen den Bohrlochausbrüchen und der Intensität der Gammastrahlung. Größe und Verlauf der in der Bohrung V103 gemessenen Gammastrahlung stimmen näherungsweise mit den in den Bohrungen V101 und V102 gemessenen Werten überein.

7.5 Bohrung V104

Die Bohrung V104 wurde nahezu vollständig als vertikale Kernbohrung mit einem Durchmesser von 146 mm von der Streckensohle aus etwa bei Station 24 m abgeteuft (s. Abbildungen AII-2.1 und AII-2.2). Der zeitliche Ablauf der Bohrarbeiten, der Bohrlochmessungen und des Zerfallsverhaltens ist für die Bohrung V104 in der Abbildung AII-7.14 dargestellt.

Die Bohrung wurde nicht mit Wasser oder Dickspülung befüllt. Bereits kurze Zeit nach Beendigung der Bohrarbeiten füllte sich das

51 m tiefe Bohrloch bis zur Teufe von ca. 41 m mit Nachfall auf. In der Folgezeit erhöhte sich der Nachfallspiegel im Bohrloch zunächst nur noch geringfügig bis zur Teufe von ca. 39 m. Innerhalb eines Zeitraumes von wenigen Tagen lag die meßbare Oberkante des Nachfalls im Bohrloch dann um ca. 17 m höher bei der Teufe von ca. 22 m (Abbildung AII-7.14). Es kann nicht ausgeschlossen werden, daß sich in diesem Zeitraum ein Pfropfen bzw. eine Brücke im Bohrloch gebildet hat. Im Verlauf des nachfolgenden Beobachtungszeitraumes (ca. 8 Monate) bis zur Entleerung des Bohrlochs veränderte sich das Niveau der Oberkante des Nachfalls nur noch relativ wenig. Insgesamt stieg der Nachfall noch um ca. 5 m bis zur Teufe von ca. 17 m an. Eine vorübergehende Brückenbildung im Bohrloch oberhalb von ca. 20 m löste sich nach ca. 2-3 Wochen wieder auf (s. Abbildung AII-7.14).

Zu diesem Zeitpunkt wurde erstmals in der Bohrung V104 ein Wasserspiegel oberhalb des Nachfallhorizontes festgestellt. Bis zur Entleerung des Bohrlochs stieg der Wasserspiegel im Zeitraum von ca. 6 Wochen um ca. 4 m an, während der Nachfallspiegel im selben Zeitraum nur noch um ca. 2 m anwuchs (s. Abbildung AII-7.14).

Der befahrbare Abschnitt des Bohrlochs wurde mehrfach mit der Fernsehsonde und der 8-Arm-Kalibersonde untersucht. Die letzten Messungen wurden nach der Entleerung des Bohrlochs durchgeführt. Zu diesem Zeitpunkt wurde außerdem die Gammastrahlung des anstehenden Gesteins mit Hilfe eines Gamma-Ray-Logs bestimmt (s. Abbildung AII-7.14).

In der Abbildung AII-7.15 sind Schirmbildfotos der Fernsehsondierung am 03.07.1991 dargestellt, die kurz nach der Entleerung durchgeführt wurde. Deutlich erkennbar ist die bekannte, bereits mehrfach erläuterte ovalisierte Bohrlochform, die aus den anfänglich kleineren gegenüberliegenden Ausbrüchen entstanden ist. Eine Überprüfung der Orientierung mit der Kompaßeinrichtung an der Fernsehsonde ergab eine Übereinstimmung mit den Beobachtungen in den anderen Bohrlöchern (~ WNW-ESE-Orientierung).

In der Abbildung AII-7.16 sind die Ergebnisse der Bohrlochvermessung mit der 8-Arm-Kalibersonde im entleerten Bohrloch am

03.07.1991 wiedergegeben. Dargestellt ist der mittlere Durchmesser, wobei der linke Rand der Darstellung einen Durchmesser von 140 mm kennzeichnet, während der rechte Rand einem Durchmesser von 340 mm entspricht. Starke Bohrlocherweiterungen zeigen sich vor allem in den Abschnitten von ca. 9-10 m, ca. 21,5 - 24,5 m, ca. 36 - 37,5 m und ca. 41 - 43,5 m. Auch in den Abschnitten von ca. 7,5 - 9 m, ca. 10 - 21,5 m, ca. 37,5 - 41 m und unterhalb von ca. 43,5 m sind deutliche Ausbrüche festzustellen. Vergleichsweise maßhaltig und nicht erweitert ist dagegen der Bohrlochabschnitt von ca. 24,5 - 36 m. Diese Beobachtungen stimmen relativ gut mit den Beobachtungen in den anderen, bereits diskutierten Bohrungen V101 - V103 überein (vgl. Abbildungen AII-7.16, AII-7.13, AII-7.10 und AII-7.4). Die größten mittleren Durchmesser betragen in der Bohrung V104 bis zu ca. 35 cm, während die größten Einzeldurchmesser ca. 60 cm erreichen.

Die Ergebnisse der Kalibermessung sind in der Abbildung AII-7.16 dem Ergebnis des Gamma-Ray-Logs gegenübergestellt. Wie bei den anderen Bohrungen zeigt sich auch hier keine Korrelation zwischen den Bohrlochausbrüchen und der Intensität der Gammastrahlung. Größe und Verlauf der in der Bohrung V104 gemessenen Gammastrahlung stimmen näherungsweise mit den in den benachbarten Bohrungen gemessenen Werten überein. Erwähnenswert ist der Rückgang der Gammastrahlung im Teufenbereich von ca. 12-12,5 m auf Werte in der Größenordnung von ca. 80 cps (s. Abbildung AII-7.16). Ein Vergleich mit den Ergebnissen der mineralogischen Untersuchungen an Proben aus der Bohrung V104 zeigt, daß es sich in diesem Bereich um eine einzelne Karbonatlinse handelt (vgl. [2]).

7.6 Bohrung V105

Die Bohrung V105 wurde als vertikale Vollbohrung mit einem Durchmesser von 146 mm von der Streckensohle aus etwa bei Station 20 m abgeteuft (s. Abbildungen AII-2.1 und AII-2.2). Der zeitliche Ablauf der Bohrarbeiten, der Bohrlochmessungen und des Zerfallsverhaltens ist für die Bohrung V105 in der Abbildung AII-7.17 dargestellt.

Die Bohrung wurde nicht mit Wasser oder Dickspülung befüllt. Innerhalb von ca. 2 Wochen nach Beendigung der Bohrarbeiten füllte sich das 50 m tiefe Bohrloch in den untersten 10 m mit Nachfall auf. In der Folgezeit erhöhte sich der Nachfallspiegel im Bohrloch stetig, jedoch in deutlich geringerem Umfang. Nach einem Beobachtungszeitraum von ca. 7 Monaten war das Bohrloch etwa bis zur Teufe von 33 m mit Nachfall verfüllt. Infolge einer Brückenbildung im Bohrloch erhöhte sich der Nachfallspiegel danach vorübergehend um ca. 9 m. Zu Beginn der Entleerungsarbeiten im Juli 1991 war das Bohrloch bis zur Teufe von ca. 20 m mit Nachfall gefüllt (s. Abbildung AII-7.17).

Der Wasserspiegel wurde im Bohrloch V105 etwa ab Anfang Februar 1991 oberhalb des Nachfallhorizontes festgestellt. Die Teufe der Oberkante des Nachfalls betrug zu diesem Zeitpunkt ca. 35 m. Danach stieg der Wasserspiegel stetig und näherungsweise linear bis zum Beginn der Entleerungsarbeiten Anfang Juli 1991 auf eine Teufe von ca. 20 m an (s. Abbildung AII-7.17).

Der befahrbare Abschnitt des Bohrlochs wurde mehrfach mit der Fernsehsonde untersucht. Die letzte Sondierung wurde nach der Entleerung des Bohrlochs durchgeführt. Kurze Zeit später wurde das entleerte Bohrloch mit der 8-Arm-Kalibersonde vermessen. Zu diesem Zeitpunkt wurde außerdem die Gammastrahlung des anstehenden Gesteins mit Hilfe eines Gamma-Ray-Logs bestimmt (s. Abbildung AII-7.17).

In der Abbildung AII-7.18 sind Schirmbildfotos der Fernsehsondierung am 12.07.1991 dargestellt, die kurz nach der Entleerung durchgeführt wurde. Form und Orientierung der Bohrlochausbrüche bzw. -erweiterungen stimmen mit den Beobachtungen in den anderen Vertikalbohrungen (V101-V104) überein. Eine erneute Beschreibung erübrigt sich daher.

In der Abbildung AII-7.19 sind die Ergebnisse der Bohrlochvermessung mit der 8-Arm-Kalibersonde im entleerten Bohrloch am 23.07.1991 wiedergegeben. Dargestellt ist der mittlere Durchmesser, wobei der linke Rand der Darstellung einen Durchmesser von 140 mm kennzeichnet, während der rechte Rand einem Durchmesser von

340 mm entspricht. Starke Bohrlocherweiterungen zeigen sich vor allem in den Abschnitten von ca. 21,5 - 23,5 m und ca. 37 - 42 m. Auch in anderen Abschnitten sind deutliche Ausbrüche festzustellen, deren Tiefe jedoch geringer ist. Vergleichsweise maßhaltig und nicht erweitert ist dagegen der Bohrlochabschnitt von ca. 23,5 - 36 m. Diese Beobachtungen stimmen relativ gut mit den Beobachtungen in den anderen, bereits diskutierten Bohrungen V101-V104 überein (vgl. Abbildungen AII-7.19, AII-7.16, AII-7.13, AII-7.10 und AII-7.4). Die größten mittleren Durchmesser betragen in der Bohrung V105 bis zu ca. 30 cm, während die größten Einzeldurchmesser etwa 45 cm erreichen.

Die Ergebnisse der Kalibermessung sind in der Abbildung AII-7.19 dem Ergebnis des Gamma-Ray-Logs gegenübergestellt. Wie bei den anderen Bohrungen zeigt sich keine Korrelation zwischen den Bohrlochausbrüchen und der Intensität der Gammastrahlung. Größe und Verlauf der in der Bohrung V105 gemessenen Gammastrahlung stimmen näherungsweise mit den in den benachbarten Bohrungen gemessenen Werten überein.

7.7 Zusammenfassung der Ergebnisse

In allen Bohrungen ergeben sich bereits im nicht flüssigkeitsgefüllten Bohrloch gegenüberliegende, parallel zum Bohrloch verlaufende, V-förmige Ausbrüche, die einheitlich auf der östlichen und der westlichen Seite der Vertikalbohrungen liegen. Die Entwicklung dieser Ausbrüche nimmt im Laufe der Zeit zu. Unmittelbar nach Beendigung des Bohrvorgangs sind i.a. nur kleinere Ausbrüche zu erkennen. Punktuelle Ausbrüche vereinigen sich meistens nach einiger Zeit zu linienförmigen Strukturen. Im Vergleich zu den Vertikalbohrungen auf der 343 m-Sohle sind die Nachbrucherscheinungen in den Bohrungen auf der 541 m-Sohle bereits im unbefüllten Bohrloch stärker ausgeprägt. Auch nicht von außen mit Wasser befüllte Bohrlöcher füllen sich weitgehend mit Nachfall auf. Hierbei ist jedoch auch zu berücksichtigen, daß die Bohrlöcher generell nicht "trocken" sind, sondern sich infolge von Wasserzutritten selbständig mit Wasser füllen.

Die beschriebenen Ausbruchs- bzw. Zerfallsvorgänge werden unter dem Einfluß von Wasser oder wässrigen Lösungen beschleunigt und im Ausmaß vergrößert. Dies zeigte sich sowohl bei der Befüllung mit Süßwasser aus dem Leitungsnetz der Schachanlage Konrad, mit mineralisiertem Wasser aus dem Hilssandstein im Schacht 2 und mit toniger Dickspülung. Bei der Befüllung mit Dickspülung waren die Beobachtungsmöglichkeiten während der Selbstverfüllung allerdings eingeschränkt.

Wesentliche Informationen über die eingetretenen Nachbrüche lassen sich aus der visuellen Begutachtung der entleerten Bohrlöcher mit der Fernsehsonde und der Vermessung mit der 8-Arm-Kalibersonde ableiten. Die Beobachtungen in den entleerten Bohrlöchern zeigen, daß die gegenüberliegenden Ausbrüche letztendlich zu einer ovalen bis elliptischen Bohrlochform führen. Die Größe des Bohrlochquerschnitts ist in verschiedenen Teufenbereichen unterschiedlich. Die größten Einzeldurchmesser in der Richtung der längeren Hauptachse betragen bereichsweise bis zu 60 cm. In einigen Bereichen sind die Bohrlöcher dagegen kaum über den ursprünglichen Bohrlochdurchmesser von ca. 15 cm erweitert. Ringförmige, gleichmäßige Auskesselungen treten nur in geringem Umfang auf und sind für die Selbstverfüllung der Bohrlöcher von untergeordneter Bedeutung.

Der Vergleich der Ergebnisse der in den 5 entleerten Bohrungen durchgeführten Kaliberlogs zeigt auffallende Parallelitäten. Die Orientierung der Bohrlochausbrüche bzw. der Ovalisierung ist in allen Bohrungen etwa gleich.

Weiterhin stimmen die Teufenbereiche, in denen die stärkeren Ausbrüche aufgetreten sind, gut überein. Noch auffälliger ist die gute Übereinstimmung der Teufenbereiche, in denen nahezu keine Bohrlochausbrüche aufgetreten sind. Mit geringfügigen Abweichungen handelt es sich hierbei etwa um den Teufenbereich von 24-36 m. Auffallend starke Ausbrüche sind i.a. im unmittelbar darüber liegenden Bereich von ca. 21-24 m festzustellen. Auch in allen anderen Bereichen treten meist deutliche Ausbrüche auf, jedoch i.a. in geringerem Umfang.

Gemeinsam ist allen 5 betrachteten Vertikalbohrungen weiterhin, daß keine Korrelation zwischen der Intensität der Gammastrahlung und den Bohrlochausbrüchen festzustellen ist. Der Verlauf und die Größe der Gammastrahlung stimmt jedoch bei den einzelnen Bohrungen weitgehend überein. Die Gammalogs bestätigen somit die Möglichkeit der Parallelisierung der Bohrungen bzw. der in den Bohrungen beobachteten Phänomene.

8. Laborversuche

8.1 Mineralogische Zusammensetzung des Gesteins

An insgesamt 224 Proben aus den Untersuchungsbohrungen im Bereich der 541 m-Sohle am Schacht Konrad 2 wurden von der Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe (BGR) mineralogische, petrographische und geochemische Untersuchungen durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sowie eine ausführliche Erläuterung der Untersuchungsmethoden sind in der Unterlage [2] wiedergegeben. Zuvor wurden bereits entsprechende Untersuchungen an insgesamt 30 Proben aus der etwa horizontalen Streckenvorbohrung B10 durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen finden sich in der Unterlage [1].

Im folgenden werden zunächst die Ergebnisse aus den etwa vertikal nach oben und nach unten gerichteten Untersuchungsbohrungen erläutert, die einen guten Überblick über den Mineralbestand im ca. 70 m mächtigen, von der 541 m-Sohle aus aufgeschlossenen Abschnitt des Barrême bzw. Hauterive geben.

Bei dem erbohrten Gestein handelt es sich überwiegend um dunkelgraue, stark schluffige Ton- bis Tonmergelsteine. Untergeordnet treten linsenartig Karbonate auf. Die Ton- bis Tonmergelsteine besitzen qualitativ einen homogenen Mineralbestand mit Quarz und Muskovit/Illit als Hauptkomponenten sowie Kaolinit und teilweise Calcit als Nebenkomponten (Abbildung AII-8.1). Daneben sind Pyrit, Chlorit, Siderit, Dolomit, Smektit/Illit, Feldspat, Gips und röntgenamorphe Komponenten sowie Rutil als Spuren vorhanden. Halit, der ebenfalls in geringen Konzentrationen nachzuweisen war, dürfte erst bei der Trocknung der Proben aus dem Porenwasser auskristallisiert sein [2].

Die Untersuchungen haben gezeigt, daß die Gesteine durch starke Schwankungen des Karbonatgehalts gekennzeichnet sind (vgl. Abbildung AII-8.2), wobei Karbonate unterschiedlicher Genese auftreten. Während der Calcitgehalt in den stark schluffigen Ton- bis Tonmergelsteinen in erster Linie auf die dort vorhandenen Nanno- und Mikrofossilien zurückzuführen ist, treten in den linsenartigen

Karbonaten neben organogenem Calcit chemisch gefällte Karbonate in den Vordergrund [2].

Generell läßt sich als Trend eine Zunahme des Karbonatgehalts mit der Tiefe beobachten, bei gleichzeitiger Abnahme des Tonmineral- und des Quarzgehaltes. Die höchsten erbohrten Gesteinsschichten des Barrême sind durch vergleichsweise niedrige Karbonatgehalte gekennzeichnet. Es treten hier aber linsenartig tonig-schluffige Karbonate auf, die neben organogenem Calcit (Mikrofossilien) zum größten Teil aus chemisch gefällten Karbonaten (Calcit und/oder Siderit) bestehen [2].

In den tieferen Bereichen des Barrême (ab ca. 18-20 m unterhalb der Streckensohle, vgl. Abbildungen AII-8.1 und 8.2) treten dagegen mehr oder weniger ausgeprägte lagige Karbonatanreicherungen auf, deren Karbonatgehalt überwiegend deutlich organogen ist, d.h. an Nanno- bis Mikrofossilien gebunden. In diesen Teufenbereich fällt auch der sogenannte "Hauptblättertton", ein durch lagig angereicherte Coccolithen und deren Detritus feinlaminiertes Sediment [2].

Die z.T. stark mergeligen Tonsteine im untersten Bereich der untersuchten Schichten (ab ca. 46 m unterhalb der Streckensohle) bilden vermutlich die Grenze zum liegenden Hauterive. Eine vermehrte Sideritbildung in diesem Bereich spricht für eine Beteiligung chemischer Fällungen an der Karbonatbildung [2] (Thieder Steinmergelbank sensu STOLLEY 1908, s. [5]).

Die charakteristischen Änderungen in der Korngrößenverteilung, im Chemismus und im Mineralbestand lassen sich bei den untersuchten Vertikalbohrungen miteinander korrelieren und in den einzelnen Bohrungen wiederfinden. Die für die Darstellung in den Abbildungen AII-8.1 und AII-8.2 vorgenommene Parallelisierung der Ergebnisse aus mehreren Bohrungen ist daher gerechtfertigt.

In der Abbildung AII-8.3 sind die Ergebnisse der Korngrößenanalysen an nicht entkarbonatisiertem Probenmaterial aus den beiden Vertikalbohrungen V106 und F102 dargestellt. Aufgrund der Analysen kann das Gesteinsmaterial fast ausschließlich dem Ton- und

Schluffbereich zugeordnet werden. Der Feinsandanteil ist i.a. sehr gering.

Ergänzend zur Darstellung in der Abbildung AII-8.1 sind in der Abbildung AII-8.4 der an Proben aus der Streckenvorbohrung B10 ermittelte Mineralbestand und der Gehalt an organischem Kohlenstoff angegeben [1]. Da die Bohrung nicht genau horizontal verläuft und die Schichtung ein geringes Einfallen aufweist (vgl. Kapitel 3), ergibt sich über die Bohrtiefe eine Streuung der Ergebnisse. Gegenüber den mittleren Werten des Quarz- und des Muskovit/Illit-Gehaltes in der Vertikalrichtung (Abbildung AII-8.1) ist der Quarzgehalt in der Horizontalbohrung B10 etwas erhöht und der Muskovit/Illit-Gehalt etwas erniedrigt (Abbildung AII-8.4). Der Kaolinitgehalt liegt in der Vorbohrung B10 in der gleichen Größenordnung wie bei den Vertikalbohrungen. Der Calcitgehalt weist in der Vorbohrung Streuungen auf, wie sie auch in den Vertikalbohrungen auftreten. Gleiches gilt für den Gehalt an organischem Kohlenstoff.

Als zusammenfassende Bewertung der Ergebnisse der Untersuchungen wird von der BGR in [1] und [2] angegeben, daß das Gestein im Untersuchungsbereich aus mineralologisch-sedimentologischer Sicht Eigenschaften aufweist, wie sie Barrieregesteine haben sollten.

8.2 Dichte und Wassergehalt des Gesteins

An 31 Gesteinsproben aus der Vorbohrung B10 sowie der Erkundungsbohrung V104 wurden am Institut für Grundbau der RWTH Aachen die Dichten (Feuchtdichte) bestimmt. Dabei ergaben sich insgesamt sehr geringe Streuungen. Die ermittelten Dichten liegen zwischen ca. $2,3 \text{ g/cm}^3$ und ca. $2,55 \text{ g/cm}^3$ bei einem Mittelwert von $\bar{\rho} = 2,42 \text{ g/cm}^3$ (Abbildung AII-8.5).

An 52 Gesteinsproben aus der Vorbohrung B10, sowie den Erkundungsbohrungen E6, V102 und V104 wurden am Institut für Grundbau der RWTH Aachen die Wassergehalte bestimmt, deren Häufigkeitsverteilung ebenfalls in der Abbildung AII-8.5 dargestellt ist. Danach liegen die Wassergehalte des Gesteins zwischen ca. 3 % und ca. 8 % bei einem Mittelwert von $\bar{w} = 5,4 \%$.

Auch von der BGR wurden an Proben aus der Vorbohrung B10 sowie aus verschiedenen Erkundungsbohrungen und an Streckenproben die Wassergehalte des Gesteins bestimmt. Dabei ergaben sich Werte zwischen 0,7 % und 6,9 % [1], [2].

8.3 Porosität, Korndichte und Sättigungsgrad

Zur Ermittlung des Sättigungsgrades des Gesteins wurden vom Geologischen Institut der RWTH Aachen an zwei Gesteinsproben aus der Vorbohrung B10 der Porenanteil und die Korndichte mit dem Quecksilberhochdruckverfahren bestimmt. Dabei wurden aus jeder Probe jeweils zwei Teilproben hergestellt, die getrennt untersucht wurden. Die ermittelten Porenanteile liegen zwischen 0,1426 und 0,1716, die Korndichten zwischen $2,65 \text{ g/cm}^3$ und $2,75 \text{ g/cm}^3$ (Abbildung AII-8.6).

Der Sättigungsgrad läßt sich aus dem Porenanteil n , der Korndichte ρ_s sowie dem Wassergehalt w nach der in der Abbildung AII-8.6 angegebenen Beziehung bestimmen. Auf der Grundlage der für den Porenanteil, die Korndichte und den Wassergehalt bestimmten Mittelwerte ergibt sich ein Sättigungsgrad von 0,9 (Abbildung AII-8.6). Dabei wurde für den Wassergehalt der von der BGR an Proben an der Vorbohrung B10 bestimmte Mittelwert von $\bar{w} = 0,062$ zugrunde gelegt [1].

Die Untersuchungsergebnisse des Geologischen Instituts der RWTH Aachen lassen daher auf eine nahezu vollständige Wassersättigung des in der Vorbohrung B10 angetroffenen Gesteins schließen.

8.4 Verformbarkeit und Festigkeit des Gesteins

8.4.1 Einaxiale Druckversuche

Zur Bestimmung der Verformbarkeit und einaxialen Druckfestigkeit des Gesteins wurden am Institut für Grundbau der RWTH Aachen an 14 Gesteinsprüfkörpern aus der Vorbohrung B10 und der Erkundungsbohrung V104 einaxiale Druckversuche durchgeführt.

Die einaxialen Druckversuche wurden an zylindrischen Prüfkörpern durchgeführt, die an zwei gegenüberliegenden Stellen der Mantel-

fläche mit Dehnungsmeßstreifen (DMS) versehen wurden. Mit diesem DMS wurden jeweils die Längs- und Querdehnungen der Prüfkörper gemessen.

Die Prüfkörper wurden bei konstanter Verformungsgeschwindigkeit axial belastet. Bei den vier an Prüfkörpern aus der Bohrung B10 durchgeführten Versuchen wurde, bevor die axiale Spannung bis zum Bruch des Prüfkörpers gesteigert wurde, ein Belastungs-Entlastungs-Wiederbelastungs-Zyklus gefahren. Dadurch konnte in diesen Versuchen neben dem Erstbelastungsmodul E auch der Ent- und Wiederbelastungsmodul E_w ermittelt werden. Bei den übrigen Versuchen wurde die axiale Spannung stetig bis zum Bruch gesteigert.

In der Abbildung AII-8.7 sind die Ergebnisse der einaxialen Druckversuche in einer Tabelle zusammengefaßt. Neben der tabellarischen Zusammenstellung der Einzelergebnisse sind in der Abbildung AII-8.7 auch die Häufigkeitsverteilungen für die ermittelten Verformungsparameter E und ν sowie die einaxialen Druckfestigkeiten σ_d dargestellt.

Die einaxialen Druckfestigkeiten liegen zwischen ca. 12 MN/m^2 und ca. 25 MN/m^2 bei einem Mittelwert von ca. 19 MN/m^2 . Die ermittelten Erstbelastungsmoduli liegen zwischen ca. 4000 MN/m^2 und 11500 MN/m^2 , der Mittelwert beträgt ca. 7500 MN/m^2 . Die an den Prüfkörpern aus der Vorbohrung B10 ermittelten Ent-/Wiederbelastungsmoduli sind mit ca. 15000 MN/m^2 bis ca. 23000 MN/m^2 deutlich größer als die Erstbelastungsmoduli. Die Poissonzahlen (ν), die aus dem Verhältnis von Querdehnung und axialer Stauchung aus den Spannungs-Dehnungslinien für die Erstbelastung ermittelt wurden, liegen zwischen 0,17 bis 0,46. Der Mittelwert aus allen Versuchen beträgt $\bar{\nu} = 0,29$.

Bei der Betrachtung der Einzelergebnisse fällt auf, daß die an den parallel zur Schichtung belasteten Prüfkörpern aus der Vorbohrung B10 ermittelten Erstbelastungsmoduli i.a. größer sind als die Erstbelastungsmoduli, die an den senkrecht zur Schichtung belasteten Prüfkörpern aus der Bohrung V104 ermittelt wurden. Der mittlere Erstbelastungsmodul, der an den Prüfkörpern aus B10 ermittelt wurde liegt mit ca. 9900 MN/m^2 höher als der mittlere, an den

Prüfkörpern aus V104 ermittelten Erstbelastungsmodul von ca. 6300 MN/m^2 . Auch die Poissonzahlen, die an Prüfkörpern aus B10 ermittelt wurden, liegen i.M. etwas höher als der Mittelwert der an den Prüfkörpern aus V104 ermittelten Poissonzahlen (Abbildung AII-8.7).

Dieses Ergebnis wird auf eine durch die Schichtung des Gesteins bedingte Anisotropie zurückgeführt. Die Anisotropie geschichteter Gesteine läßt sich durch einen Verformungsmodul E_1 und eine Poissonzahl ν_1 für Belastungen parallel zur Schichtung und einen kleineren Verformungsmodul E_2 und eine kleinere Poissonzahl ν_2 für Belastungen senkrecht zur Schichtung beschreiben. Die Definition dieser Verformungsparameter durch die in einaxialen Druckversuchen gemessenen Spannungen und Dehnungen sind in der Abbildung AII-8.7 skizziert. Danach entsprechen die an den Prüfkörpern aus der Vorbohrung B10 ermittelten Erstbelastungsmoduli und Poissonzahlen dem Modul E_1 bzw. der Poissonzahl ν_1 . Die an den Prüfkörpern aus der Vertikalbohrung V104 ermittelten Erstbelastungsmoduli und Poissonzahlen entsprechen dem Modul E_2 bzw. der Poissonzahl ν_2 (Abbildung AII-8.7).

Der Begriff "Elastizitätskonstanten" wird hier durch "Verformungsparameter" ersetzt, weil bei diesem Gestein wegen des großen Unterschiedes zwischen Erstbelastungsmodul und Ent-/Wiederbelastungsmodul auch bei Belastungen, die weit unterhalb der Festigkeit liegen, deutliche Abweichungen von einem elastischen Spannungs-Verformungsverhalten auftreten.

8.4.2 Dreiaxiale Druckversuche

Zur Bestimmung der Scherfestigkeit des Gesteins wurden am Institut für Grundbau der RWTH Aachen an 12 Gesteinsprüfkörpern aus der Vorbohrung B10 und der Vertikalbohrung V104 dreiaxiale Druckversuche ebenfalls an zylindrischen Prüfkörpern durchgeführt. Die Prüfkörper wurden in einer Druckzelle zunächst unter einem hydrostatischen Spannungszustand $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ weggesteuert bis zum Bruch des Prüfkörpers gesteigert.

Die Auswertung der dreiaxialen Druckversuche erfolgte auf der Grundlage von jeweils drei Einzelversuchen, die an drei aus einem

Kernstück herausgebohrten Prüfkörpern durchgeführt wurden. Dabei wurde als Einhüllende der in den drei Versuchen für den Bruchzustand erhaltenen Mohr'schen Kreise im τ - σ -Diagramm jeweils eine Gerade (Bruchgerade) konstruiert. Aus dem Achsenabschnitt auf der Ordinate τ sowie der Steigung dieser Geraden ergeben sich die Scherparameter Kohäsion c und Reibungswinkel φ (Abbildungen AII-8.8 und AII-8.9).

Die aus den Ergebnissen der dreiaxialen Druckversuche abgeleiteten Scherparameter weisen nur sehr geringe Streuungen auf. Die Reibungswinkel liegen zwischen 13° und 15° . Für die Kohäsion ergeben sich Werte von $10,5 \text{ MN/m}^2$ bis $11,5 \text{ MN/m}^2$ (Abbildungen AII-8.8 und AII-8.9).

8.5 Quellverhalten des Gestein

8.5.1 Quellhebungsversuche

Vom Institut für Grundbau der RWTH Aachen wurden an insgesamt 22 Prüfkörpern aus der Vorbohrung B10 und der Vertikalbohrung V104 Quellhebungsversuche durchgeführt.

Beim Quellhebungsversuch wird ein einaxiales Quellen unter einer Mindestspannung von $\sigma_z = 5 \text{ kN/m}^2$ zugelassen. Dazu wird der Prüfkörper in ein Kompressionsgerät eingesetzt, bewässert und es werden bei konstanter axialer Spannung von σ_c in regelmäßigen Zeitabständen die axialen Quellhebungen gemessen, die in Quelldehnungen ϵ_z^q umgerechnet werden. Der Versuch wird beendet, wenn keine Zunahme der Quelldehnung mehr gemessen wird (vgl. Teil AI, Abschnitt 7.5.1 dieses Berichtes).

Acht Quellhebungsversuche wurden mit destilliertem Wasser durchgeführt. Die Orientierung der Prüfkörper beim Einbau (Quellrichtung), die Bohrtiefen, denen die Proben für die Prüfkörper entnommen wurden, die Versuchsdauer und die maximale Quelldehnung, die in diesen Versuchen gemessen wurde, sind in der Abbildung AII-8.10 tabellarisch zusammengestellt.

Die maximalen Quelldehnungen, die in diesen Versuchen, deren Versuchsdauer zwischen 33 Tagen und 151 Tagen lag, ermittelt wurden,

liegen zwischen ca. 13 % und ca. 28 %. Der Mittelwert beträgt ca. 21 %.

Bei drei der mit destilliertem Wasser durchgeführten Quellhebungsversuchen wurde während des Versuchs ein Wasserwechsel vorgenommen. Nach einer Versuchsdauer von 44 Tagen, 30 Tagen bzw. 98 Tagen (s. Abbildung AII-8.10) wurde bei diesen Versuchen das destillierte Wasser gegen Salzwasser aus dem Hilssandstein ausgetauscht. Direkt nach dem Wasserwechsel war eine geringe Abnahme der Quelldehnung feststellbar. Bei einem dieser Versuche war bis zum Wasserwechsel nach 98 Tagen noch keine Konvergenz der Quelldehnung eingetreten. Nach dem Wasserwechsel wurde bei diesem Versuch jedoch keine weitere Zunahme der Quelldehnung gemessen. Auch bei zwei weiteren Quellhebungsversuchen mit destilliertem Wasser war bis zum Abbruch der Versuche nach 45 bzw. 33 Tagen keine Konvergenz der Quelldehnung eingetreten.

In der Abbildung AII-8.11 sind die Ergebnisse der 14 Quellhebungsversuche zusammengestellt, die mit salzhaltigem Wasser durchgeführt wurden. Bei 10 dieser Versuche wurden die Prüfkörper mit Wasser aus dem Hilssandstein bewässert, bei 4 weiteren mit Wasser aus dem Oxford (Ort 300). Die in diesen Versuchen gemessenen maximalen Quelldehnungen liegen mit Ausnahme der drei an Prüfkörpern aus der Bohrung V104 durchgeführten Versuche deutlich unter den bei Verwendung von destilliertem Wasser gemessenen maximalen Quelldehnungen (vgl. Abbildungen AII-8.10 und AII-8.11).

Allerdings sind auch die in den drei an Prüfkörpern aus V104 mit Hilswasser durchgeführten Quellhebungsversuchen ermittelten maximalen Quelldehnungen geringer als die maximalen Quelldehnungen, die in den Versuchen an Prüfkörpern aus den entsprechenden Bohrtiefen mit destilliertem Wasser gemessen wurden (vgl. Abbildungen AII-8.10 und AII-8.11).

Der Mittelwert der maximalen Quelldehnung ist bei den mit Hilswasser durchgeführten Quellhebungsversuchen auch ohne Berücksichtigung der Ergebnisse der drei an Prüfkörpern aus V104 durchgeführten Versuche mit 3,8 % doppelt so groß wie bei den mit Wasser aus dem Ort 300 durchgeführten Versuchen. Unter Berücksichtigung

der maximalen Quelldehnungen, die in den drei an Prüfkörpern aus der Bohrung V104 durchgeführten Versuchen ermittelt wurden, beträgt der Mittelwert der maximalen Quelldehnung bei den mit Hilswasser durchgeführten Quellhebungsversuchen 8,8 % (Abbildung AII-8.11). Auch dieser größere Mittelwert liegt jedoch noch deutlich unter dem aus den Quellhebungsversuchen mit destilliertem Wasser errechneten Mittelwert der maximalen Quelldehnung (vgl. Abbildungen AII-8.10 und AII-8.11).

Obwohl die Versuchsergebnisse die für Quellversuche charakteristischen großen Streuungen aufweisen wird deutlich, daß das Quellvermögen mit zunehmender Ionenkonzentration (Salzgehalt) des für die Versuche verwendeten Wassers (das dem Ort 300 entnommene Wasser hat eine höhere Salzkonzentration als das Wasser aus dem Hilssandstein) abnimmt.

8.5.2 Quelldruckversuche

Vom Institut für Grundbau der RWTH Aachen wurden 6 Quelldruckversuche an Prüfkörpern aus der Vorbohrung B10 und der Vertikalbohrung V104 durchgeführt.

Beim Quelldruckversuch werden die Quelleigenschaften des Gesteins bei konstantem Volumen untersucht. Dazu wird der Prüfkörper, der aus einer kreisförmigen Gesteinsscheibe besteht, in ein Kompressionsgerät (Oedometer) eingesetzt und es wird bei fixierter Lastplatte nach der Bewässerung des Prüfkörpers die axiale Quellkraft bzw. Quellspannung σ_z in regelmäßigen Zeitabständen mit einem zwischen Prüfkörper und Widerlagersystem angeordneten Kraftmeßgerät gemessen. Der Versuch wird beendet, wenn keine Veränderung der Quellspannung mehr gemessen wird. Als charakteristisches Versuchsergebnis wird die maximale gemessene Quellspannung festgehalten, die schon vor dem Versuchsende auftreten kann (vgl. Teil AI, Abschnitt 7.5.1 dieses Berichts).

In der Abbildung AII-8.12 sind die Ergebnisse der Quelldruckversuche tabellarisch zusammengestellt. Die Versuchsdauer lag bei diesen Versuchen zwischen 24 und 78 Tagen. Die maximalen Quellspannungen, die zwischen ca. 0,8 MN/m² und ca. 5,1 MN/m² liegen, wur-

den bei allen Versuchen vor dem Versuchsende, bei drei Versuchen bereits nach einem Tag, erreicht. In den Versuchen, in denen die Belastungsrichtung parallel zur Schichtung orientiert war, wurden größere Quellspannungen gemessen als in den Versuchen, in denen die Belastungsrichtung senkrecht zur Schichtung orientiert war. Andererseits wurde in den Versuchen, die mit destilliertem Wasser durchgeführt wurden, im Mittel eine größere Quellspannung gemessen als in den Versuchen, bei denen die Proben mit salzhaltigem Wasser aus dem Hilssandstein und dem Oxford bewässert wurden. Somit wird auch an den Ergebnissen der Quelldruckversuche die Tendenz deutlich, daß das Quellvermögen des Gesteins in mineralisierten Wässern geringer ist als in destilliertem Wasser.

8.5.3 Quellversuche nach Huder/Amberg

Vom Institut für Grundbau der RWTH Aachen wurden an Prüfkörpern aus der Vorbohrung B10 6 Quellversuche nach Huder/Amberg durchgeführt. Beim Quellversuch nach Huder/Amberg handelt es sich um einen mehrstufigen Quellversuch, mit dem die Abhängigkeit der Quelldehnung vom Spannungszustand bestimmt werden kann. Eine ausführliche Beschreibung dieses Versuchs ist im Teil AI, Abschnitt 7.5.2 dieses Berichts zu finden.

Die Auswertung des Huder/Amberg-Versuches erfolgt, indem die für die einzelnen Laststufen erhaltenen Quelldehnungen im halb-logarithmischen $\sigma_z - \epsilon_z^Q$ -Diagramm aufgetragen und durch eine Gerade ausgeglichen werden. Anhand dieser Geraden (Quellgeraden) lassen sich die Quellparameter K_Q und σ_{z0} ermitteln. In den Abbildungen AII-8.13 bis AII-8.15 sind die in den einzelnen Versuchen gemessenen Quelldehnungen und die daraus abgeleiteten Quellgeraden dargestellt. Außerdem sind in diesen Abbildungen jeweils die Quellparameter angegeben, die anhand dieser Geraden für die einzelnen Versuche ermittelt wurden. Die in den einzelnen Laststufen gemessenen Quelldehnungen sind durch Punkte gekennzeichnet.

Die höheren Laststufen wurden etwa 30 Tage durchgehalten, weil ein solcher Zeitraum für Tonsteine in der Regel ausreichend ist um die der betreffenden Laststufe entsprechende Quelldehnung (Endquelldehnung) zu erreichen. Allerdings zeigt sich, daß, ähnlich wie bei

den an den Tonsteinen des Alb durchgeführten Huder/Amberg-Versuchen (vgl. Teil AI, Abschnitt 7.5.2 dieses Berichtes), auch bei den Huder/Amberg-Versuchen an den Tonsteinen des Barrême nach 30 Tagen bei verschiedenen Laststufen noch keine Konvergenz der Quelldehnungen erreicht war. Deshalb wurden einzelne Laststufen länger durchgehalten. Dennoch wurden nicht für alle Laststufen die Endquelldehnungen erreicht. Die Auswertung der Huder/Amberg-Versuche im Hinblick auf die Bestimmung der Quellparameter wurde aus diesem Grunde an den Quelldehnungen orientiert, die für die betreffenden Laststufen auch die Endquelldehnungen darstellen. Die angenommenen Quellgeraden stellen deshalb keine Ausgleichsgeraden für die gemessenen Quelldehnungen dar.

In der Abbildung AII-8.13 sind die Ergebnisse der beiden mit destilliertem Wasser durchgeführten Huder/Amberg-Versuche dargestellt. Beide Versuche wurden mit Belastungsrichtungen senkrecht zur Schichtung durchgeführt.

Um die Ergebnisse der Huder/Amberg-Versuche mit den Ergebnissen der Quellhebungsversuche vergleichen zu können, wurde anhand der ermittelten Quellgeraden jeweils auch die Quelldehnung ϵ_c^q ermittelt, die sich unter einer axialen Spannung von $\sigma_c = 5 \text{ kN/m}^2$ ergeben würde. Sie entspricht damit der im Quellhebungsversuch gemessenen maximalen Quelldehnung. Die auf diese Weise aus den Ergebnissen der Huder/Amberg-Versuche mit destilliertem Wasser abgeleiteten maximalen Quelldehnungen liegen an der unteren Grenze der in den Quellhebungsversuchen gemessenen Werte (vgl. Abbildungen AII-8.10 und AII-8.13).

Die aus den Huder/Amberg-Versuchen abgeleiteten σ_{z0} -Werte entsprechen den in den Quelldruckversuchen gemessenen maximalen Quellspannungen. Für die Huder/Amberg-Versuche mit destilliertem Wasser ergeben sich für σ_{z0} mit ca. $4,5 \text{ MN/m}^2$ bzw. ca. 5 MN/m^2 Werte, die deutlich höher liegen als die in den Quelldruckversuchen mit Belastungsrichtungen senkrecht zur Schichtung gemessenen maximalen Quellspannungen (vgl. Abbildungen AII-8.12 und AII-8.13). Da die in den Huder/Amberg-Versuchen ermittelten σ_{z0} -Werte in der gleichen Größenordnung liegen, wie die in den Quelldruckversuchen mit Belastungsrichtungen parallel zur Schichtung gemessenen maximalen

Quellspannungen, wird eine Anisotropie der maximalen Quellspannungen für Belastungen parallel und senkrecht zur Schichtung, wie sie anhand der Ergebnisse der Quelldruckversuche zu vermuten war, durch die Ergebnisse der Huder/Amberg-Versuche nicht bestätigt.

Eine entsprechende Auswertung der Huder/Amberg-Versuche, die mit salzhaltigem Wasser aus dem Hilssandstein und aus dem Oxford (Ort 300) durchgeführt wurden, ist in den Abbildungen AII-8.14 und AII-8.15 wiedergegeben.

Auch hier liegen die für die maximale Quelldehnung ϵ_c^q abgeleiteten Werte an der unteren Grenze der in den Quellhebungsversuchen mit salzhaltigen Wässern gemessenen maximalen Quelldehnungen (vgl. Abbildungen AII-8.11, AII-8.14 und AII-8.15). Die σ_{z0} -Werte dagegen entsprechen mit ca. 2 MN/m² bis ca. 4 MN/m² größenordnungsmäßig den in den Quelldruckversuchen gemessenen maximalen Quellspannungen (vgl. Abbildung AII-8.12).

Insgesamt zeigt sich auch an den Ergebnissen der Huder/Amberg-Versuche, daß das Quellvermögen des Gesteins in mineralisierten Wässern geringer ist als in destilliertem Wasser.

8.5.4 Quellparameter

Aus den Ergebnissen der Huder/Amberg-Versuche lassen sich die Quellparameter K_q und σ_{z0} direkt ermitteln. Sie sind in den Abbildungen AII-8.13 bis AII-8.15 angegeben. Aus der in den Quellhebungsversuchen ermittelten maximalen Quelldehnung ϵ_c^q läßt sich der Quellparameter K_q nach der Formel

$$K_q = \frac{\epsilon_c^q}{\log \{ \sigma_c / \sigma_{z0} \}} \quad (8.1)$$

berechnen, wenn man für σ_{z0} die maximale Quellspannung aus einem Quelldruckversuch einsetzt. Die Formel (8.1) stellt also eine Beziehung zwischen den Ergebnissen eines Quellhebungsversuchs und eines Quelldruckversuchs her. Aus je drei Proben aus der Vorbohrung B10 und der Vertikalbohrung V104 wurden jeweils zwei Prüfkörper hergestellt an denen jeweils ein Quellhebungsversuch und ein

Quelldruckversuch durchgeführt wurde. Durch Kombination der Ergebnisse dieser Versuchspaare (maximale Quelldehnung und maximale Quellspannung) läßt sich jeweils der Quellparameter K_Q nach (8.1) ermitteln.

Die aus den Ergebnissen der Huder/Amberg-Versuche und den Ergebnissen der o.g. Versuchspaare (Quellhebungsversuch/Quelldruckversuch) an der gleichen Probe abgeleiteten Quellparameter K_Q und σ_{z0} sind in der Abbildung AII-8.16 tabellarisch zusammengestellt. Danach ergeben sich sowohl für σ_{z0} als auch für K_Q aus den Versuchen, die mit destilliertem Wasser durchgeführt wurden, die größten Werte. Die Mittelwerte betragen $\bar{\sigma}_{z0} = 4,0 \text{ MN/m}^2$ und $\bar{K}_Q = 5,7 \%$. Mit zunehmendem Salzgehalt des für die Versuche verwendeten Wassers nehmen die Quellparameter ab. Für die mit Hilswasser durchgeführten Versuche betragen die Mittelwerte $\bar{\sigma}_{z0} = 3,4 \text{ MN/m}^2$ und $\bar{K}_Q = 2,4 \%$. Die mit Wasser aus dem Ort 300 durchgeführten Versuche liefern für die Quellparameter Mittelwerte von $\bar{\sigma}_{z0} = 2,2 \text{ MN/m}^2$ und $\bar{K}_Q = 0,6 \%$ (Abbildung AII-8.16).

8.6 Zerfallsstabilität des Gesteins

Zur Bestimmung der Stabilität des Gesteins gegenüber dem Zerfall unter dem Einfluß von Wasser wurden am Institut für Grundbau der RWTH Aachen insgesamt 56 Zerfallsversuche an Proben aus der Vorbohrung B10 sowie der Vertikalbohrung V104 sowohl mit destilliertem als auch mit salzhaltigem Wasser aus dem Hilssandstein durchgeführt. Bei diesen Versuchen wurden die Proben mit dem im Teil AI, Abschnitt 7.6 dieses Berichts dargestellten und erläuterten Tauchversuch nach Mederer getestet. Das Versuchsgerät besteht aus einem an einer Kurbel hängenden Drahtkorb, der durch Drehen der Kurbel in ständigem Wechsel in ein Wasserbad eingetaucht und wieder herausgehoben wird. Zur Untersuchung der Zerfallseigenschaften wurde jeweils eine ca. 100 g schwere Gesteinsprobe auf den Drahtkorb, der eine Maschenweite von 0,8 mm besitzt, gelegt. Anschließend wurde die Kurbel mit einem Motor in Betrieb gesetzt. Die Versuche wurden mit einer Frequenz von 72 Umdrehungen pro Minute gefahren.

Das Maß für die Zerfallsstabilität der Probe ist die Rückstandsmasse, die in bestimmten Zeitintervallen durch Wägung ermittelt wurde. Die Versuchsdauer betrug jeweils 24 Stunden.

In der Abbildung AII-8.17 sind die Ergebnisse der 15 Tauchversuche, die an Proben aus der Vorbohrung B10 durchgeführt wurden, dargestellt. Die nach 24 Stunden ermittelten Rückstandsmassen streuen sehr stark. Sie liegen sowohl bei den mit destilliertem Wasser als auch bei den mit Hilswasser durchgeführten Versuchen praktisch zwischen 0 und 100 %. Drei Proben wurden vor dem Versuch an der Luft getrocknet. Diese waren nach einer 24 stündigen Behandlung mit Hilswasser vollständig zerfallen.

Als Beispiel für die Abnahme der Rückstandsmasse mit der Zeit sind in der Abbildung AII-8.17 die Ergebnisse von drei Versuchen dargestellt, die an Proben durchgeführt wurden, die aus der Vorbohrung B10 in einer Tiefe von ca. 23 m entnommen wurden. Die beiden mit Salzwasser aus dem Hilssandstein behandelten Proben zeigen ein völlig unterschiedliches Zerfallsverhalten. Die Probe, die vor dem Versuch an der Luft getrocknet wurde, zerfällt schon nach wenigen Stunden. Die nicht an der Luft getrocknete Probe, die der gleichen Bohrtiefe entnommen wurde, besitzt dagegen auch nach 24 Stunden noch ihre ursprüngliche Masse. Die mit destilliertem Wasser behandelte Probe der gleichen Bohrtiefe besitzt nach 24 Stunden noch etwa 30 % ihrer ursprünglichen Masse.

In der Abbildung AII-8.18 sind die für die 41 Tauchversuche an Proben aus der Vertikalbohrung V104 nach 24 Stunden ermittelten Rückstandsmassen über die Bohrtiefe aufgetragen. Auch hier streuen die Versuchsergebnisse sehr stark. Auffallend ist, daß bei den Proben, die einer Bohrtiefe von ca. 25 bis ca. 35 m entnommen wurden, die Rückstandsmassen nach einer Versuchsdauer von 24 Stunden in der Regel deutlich höher liegen, als bei den Proben aus anderen Entnahmebereichen. Dieser Bereich von ca. 25 m bis ca. 35 m unterhalb der 541 m-Sohle in den, wie auch die Ergebnisse der Kaliberlogs und Fernsehsondierungen in den Vertikalbohrungen V101 bis V105 zeigen (s. Kapitel 7), die Tonsteine des Barrême offenbar eine größere Zerfallsstabilität besitzen als in anderen Bereichen,

fällt auch mit dem Teufenbereich zusammen, in dem der Anteil des organischen Kohlenstoffs am Gestein besonders hoch ist (vgl. Abbildung AII-8.1).

Im Unterschied zu den Ergebnissen der im Teil AI, Abschnitt 7.6 dieses Berichts beschriebenen Tauchversuche an Gesteinsproben des Alb, läßt sich für die Gesteine des Barrême aus den Ergebnissen der Tauchversuche nicht eindeutig ableiten, daß die Proben bei der Behandlung mit destilliertem Wasser schneller zerfallen als bei der Behandlung mit Salzwasser. Die Ergebnisse der Tauchversuche zeigen jedoch, daß die Zerfallsstabilität der Gesteine des Barrême unter dem Einfluß von Wasser mindestens ebenso gering einzuschätzen ist wie die der Gesteine des Alb.

8.7 Wasserdurchlässigkeit des zerfallenen Gesteins

Zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit des in situ zerfallenen Gesteins wurden vom Institut für Grundbau der RWTH Aachen an 8 Proben, die dem Nachfall im zugefallenen Bohrloch V102 aus verschiedenen Teufen entnommen wurden, Laborversuche durchgeführt.

Um einen Eindruck über die Beschaffenheit des in situ zerfallenen Gesteins zu vermitteln, sind in den Abbildungen AII-8.19 und AII-8.20 beispielhaft fotografische Aufnahmen des aus verschiedenen Teufen des Bohrlochs V102 entnommenen Zerfallsproduktes dargestellt. Es handelt sich durchweg um Gesteinsbruchstücke in der Größe von wenigen mm bis cm (i.a. weniger als 5 cm), die in eine tonig-schluffige Matrix eingebettet sind. Die Konsistenz des Nachfallproduktes hängt von der Wassermenge ab, die jeweils bei der Entnahme des Nachfalls aus dem Bohrloch mit heraus gefördert wurde. Nach Abgießen des Überschuwassers liegt i.a. eine breiige bis weiche Konsistenz vor.

Das zerfallene Gestein wurde nach der mit Hilfe einer Schappe durchgeführten Entnahme in verschließbare Eimer gefüllt. Zur Durchführung der Wasserdurchlässigkeitsversuche im Labor wurden aus den Eimern repräsentative Proben entnommen. Die Entnahmereihe sind in der Abbildung AII-8.21 aufgelistet.

Die Versuchseinrichtung für die Laborversuche ist im Teil AI, Abschnitt 7.7 dieses Berichtes ausführlich dargestellt und erläutert. Sie besteht aus einem Wasserbehälter und einem Plexiglaszylinder mit einem aufgesetzten Standrohr. Nach dem Einfüllen der Probe in den Plexiglaszylinder wurden der Wasserbehälter, der Plexiglaszylinder und das Standrohr mit Wasser gefüllt. Anschließend erfolgte die Nullmessung der Wasserhöhe im Standrohr. Nachdem die Probe etwa 1 bis 2 Tage lang im Plexiglaszylinder sedimentiert hatte, wurde die erste Folgemessung der Wasserhöhe im Standrohr vorgenommen. Die Messungen wurden dann zunächst täglich und später in größeren Abständen fortgeführt.

Die Ermittlung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes (k_f) erfolgte unter der Annahme einer instationären Durchströmung der Probe nach dem Darcy'schen Fließgesetz. Infolge der Durchströmung sinkt die Wasserhöhe im Standrohr kontinuierlich ab, während sie im Wasserbehälter, der einen Überlauf besitzt, konstant gehalten wird. Während der Versuche verringerte sich das hydraulische Gefälle

$$i = h_i/l$$

jeweils von ca. 3,5 bei Versuchsbeginn auf ca. 1,5, bevor das Wasser im Standrohr zur Erhöhung des hydraulischen Gefälles wieder nachgefüllt wurde.

In der Abbildung AII-8.21 sind die Ergebnisse der Versuche tabellarisch aufgeführt und graphisch dargestellt. Die Versuchsergebnisse sind als relativ einheitlich zu bezeichnen. Nach der anfänglichen Sedimentation der in die Zylinder eingefüllten Proben ergaben sich Durchlässigkeitsbeiwerte zwischen $5,1 \cdot 10^{-9} \text{m/s}$ und $1,8 \cdot 10^{-8} \text{m/s}$. Im Zeitraum von wenigen Tagen stellte sich dann bei allen Versuchen eine deutliche Abnahme der Durchlässigkeit ein, die i.a. mit einer geringen Setzung der Proben einherging. In der Folgezeit stiegen die Durchlässigkeitsbeiwerte teilweise wieder geringfügig an, bis sich näherungsweise konstante Verhältnisse ausbildeten. Nach einer Versuchsdauer von ca. 170 Tagen betragen die k_f -Werte zwischen $1,2 \cdot 10^{-9} \text{m/s}$ und $3,1 \cdot 10^{-9} \text{m/s}$. Tendenziell zeigt sich eine weiter anhaltende, wenngleich nur geringe Abnahme der Wasserdurchlässigkeiten (s. Abbildung AII-8.21). Da die Versuche noch

nicht beendet wurden, konnten die am Versuchsende vorliegenden Trockendichten der einzelnen Proben noch nicht bestimmt werden.

9. Interpretation der Verformungsmessungen in der Strecke

9.1 Zielsetzung

Die mit den vier in der 541 m-Strecke eingerichteten Meßquerschnitten (MQ1 bis MQ4) gemessenen Verformungen sollen nachfolgend im Hinblick auf die Einschätzung der felsmechanischen Kennwerte und des Primärspannungszustandes im Bereich der Strecke mit Hilfe numerischer Berechnungen interpretiert werden. Diese Kenngrößen werden für die felsstatischen Berechnungen zur Schachtverfüllung und zur Dichtigkeit alter Bohrungen benötigt (s. Teile D und E des vorliegenden Berichts).

Erste Anhaltspunkte für die felsmechanischen Kennwerte liefern die Ergebnisse der durchgeführten Labor- und Feldversuche. Dabei ist jedoch zu berücksichtigen, daß die Festigkeit und Verformbarkeit des Gebirges maßgebend durch das Gefüge, insbesondere das Trennflächengefüge, bestimmt wird. Der Einfluß von Trennflächen wird bei den Laborversuchen, die an Gesteinsprüfkörpern durchgeführt werden, gar nicht und bei den Feldversuchen oft nur unzureichend erfaßt. Zum Beispiel sind bei den Dilatometerversuchen, insbesondere bei größeren Trennflächenabständen, die getesteten Felsvolumina hierfür oft zu klein.

Auch ohne Berücksichtigung der Trennflächen führen Fehlstellen in der Gesteinsmatrix dazu, daß die Gebirgsfestigkeit geringer ist als die am Handstück unmittelbar ermittelte Festigkeit. Dabei wird die Abweichung der Gebirgsfestigkeit von der Gesteinsfestigkeit umso größer, je größer der beeinflusste bzw. getestete Gebirgsbereich ist.

Beim Vortrieb der Strecke werden durch die damit verbundenen Spannungsänderungen wesentlich größere Gebirgsbereiche beeinflusst als bei den Labor- und Feldversuchen. Deshalb sind von einer Interpretation der vortriebsbedingten Verformungen im Hinblick auf die Einschätzung der Kennwerte, die das großmaßstäbliche Gebirgsverhalten beschreiben, zuverlässigere Ergebnisse zu erwarten als von Labor- und Feldversuchen.

9.2 Berechnungsgrundlagen

Die Berechnungen wurden mit Hilfe einer erweiterten Version des Rechenprogramms FEST03, das auf der Methode der finiten Elemente beruht, durchgeführt. Diese Programmversion FESWELL wurde, ebenso wie das Programmsystem FEST03, für Standsicherheitsuntersuchungen von Hohlraumbauten, Böschungen, Baugruben und anderen in Boden und Fels gegründeten Bauwerken entwickelt. Es erlaubt auf wirtschaftliche Weise, zwei- und dreidimensionale Berechnungen unter Berücksichtigung der beim Aushub von Baugruben und beim Tunnelvortrieb auftretenden Bauzustände durchzuführen.

Eine Beschreibung der dem Programm FESWELL zugrundeliegenden Modellvorstellung für das Spannungs-Verformungsverhalten des Gebirges findet der Leser im Teil AI, Abschnitt 8.2, des vorliegenden Berichts.

9.3 Berechnungsausschnitt, Randbedingungen und untersuchte Fälle

Der für die Berechnungen zur Interpretation der Verformungsmessungen gewählte Berechnungsausschnitt besteht aus einer 2 m dicken, 35 m breiten und 65 m hohen Scheibe, die in 395 Elemente mit 2 x 427 Knoten unterteilt ist (Abbildung AII-9.1).

Die Strecke wurde mit einem ca. 3,7 m hohen und ca. 3 m breiten Profil nachgebildet. Dieses Profil entspricht dem Profil der Strecke im Bereich des MQ 2 bei Station 7,7 m (s. Abbildung AII-5.1). Die Profile im Bereich der Meßquerschnitte 1, 3 und 4 unterscheiden sich von diesem Profil nur in der Höhe (vgl. Abbildung AII-5.1). Die Abweichungen sind mit ca. +0,3 m (MQ 1) und ca. -0,3 m (MQ 3 und MQ 4) jedoch sehr gering. Somit können auch die in den Meßquerschnitten 1, 3 und 4 gemessenen Verschiebungen näherungsweise mit Berechnungen interpretiert werden, die mit dem in der Abbildung AII-9.1 dargestellten Netz durchgeführt wurden.

Die Überlagerung durch das Deckgebirge beträgt $H_{\bar{u}} = 537,25$ m. Das Gewicht des nicht durch finite Elemente nachgebildeten Deckgebirges wurde durch äquivalente Einzelkräfte simuliert, die an den

Knoten der oberen Begrenzungsebene des Ausschnitts angreifen (Abbildung AI-9.1).

Aus den Ergebnissen der Primärspannungsmessungen konnte abgeleitet werden, daß die Hauptnormalspannungen im unverritzten Gebirge annähernd vertikal und horizontal gerichtet sind. Außerdem ergab sich, daß die Horizontalspannungen σ_{HO} in allen Richtungen etwa gleich groß sind (s. Abschnitt 6.3.2). Somit stellt die Vertikale durch die Streckenachse in Bezug auf den primären Gebirgsspannungszustand eine Symmetrieebene dar. Da dies auch hinsichtlich der mittleren Raumstellungen der bevorzugt auftretenden Gefügeebenen (Schichtung, Trennflächenscharen K1 bis K4) zumindest näherungsweise der Fall ist (s. Abbildung AII-4.17), wurde in den Berechnungen davon ausgegangen, daß der Vertikalschnitt durch die Streckenachse ($x = 0$) eine Symmetrieebene darstellt. Diese Annahme wird durch die beim Vortrieb der Strecke gemessenen Verschiebungen bestätigt, die ebenfalls annähernd symmetrisch zur Vertikalen durch die Streckenachse sind (s. Kapitel 5).

Dementsprechend wurden die auf der Ebene $x = 0$ liegenden Knoten in x -Richtung unverschieblich gelagert. Ebenso wurden die auf der Ebene $x = 35$ m liegenden Knoten in x -Richtung unverschieblich gelagert. Diese Annahme wird im Abschnitt 9.4 noch näher begründet. Die auf der unteren Begrenzungsebene ($z = 0$) liegenden Knoten wurden in vertikaler Richtung (z -Richtung) unverschieblich gelagert (Abbildung AII-9.1). In der Knotenebene $y = 0$ wurden sämtliche Knoten in y -Richtung festgehalten.

Die Berechnungen wurden jeweils in zwei Rechenschritten durchgeführt. Im 1. Rechenschritt wurde der Zustand vor dem Auffahren der Strecke simuliert. Die Spannungen und Verformungen in diesem Zustand ergeben sich aus dem Eigengewicht des Gebirges.

Im 2. Rechenschritt wurde der Ausbruch des Streckenprofils simuliert, indem den innerhalb des Ausbruchsquerschnittes der Strecke liegenden Elementen ein E-Modul von $E \approx 0$ und eine Wichte von $\gamma \approx 0$ zugewiesen wurde. In den Fällen A wurden keinerlei Sicherungsmittel (Anker, Stahlausbaubögen, Betonstahlgewebe, Spritzbeton) berücksichtigt. In den Fällen B wurde eine 15 cm dicke

Spritzbetonsicherung im Streckengewölbe durch den Einbau von Elementen mit entsprechender Dicke und einem E-Modul von 15000 MN/m^2 berücksichtigt. Im Fall C wurde in entsprechender Weise der Einbau einer Spritzbetonsicherung im Gewölbe und in den Stößen der Strecke simuliert (Abbildung AII-9.2).

In der Abbildung AII-9.3 sind die den Fällen A, B und C zugrunde gelegten felsmechanischen Kennwerte tabellarisch zusammengestellt. Hierauf wird in den nachfolgenden Abschnitten noch näher eingegangen.

9.4 Gebirgsspannungszustand vor dem Auffahren der Strecke

Aus den Ergebnissen der Primärspannungsmessungen konnte abgeleitet werden, daß das Verhältnis von Horizontalspannung und Vertikalspannung $\sigma_{\text{HO}}/\sigma_{\text{VO}}$ im Mittel ca. 0,6 beträgt (s. Abschnitt 6.3.2). Bei diesem relativ kleinen Seitendruckbeiwert kann angenommen werden, daß die Horizontalspannungen im unverritztem Gebirge allein aus dem Eigengewicht, d.h. aus den Spannungen, die wegen der im Gebirge verhinderten Querdehnung senkrecht zur Belastungsrichtung auftreten, resultieren. Die Horizontalspannung kann für diesen Fall auch aus der Beziehung

$$\sigma_{\text{HO}} = \frac{\nu}{1 - \nu} \cdot \sigma_{\text{VO}} \quad (9.1)$$

abgeleitet werden, die ein elastisches und isotropes Spannungs-Verformungsverhalten des Gebirges voraussetzt. In (9.1) ist ν die Poissonzahl. Aus der Beziehung

$$\frac{\sigma_{\text{HO}}}{\sigma_{\text{VO}}} = \frac{\nu}{1 - \nu} = 0,6. \quad (9.2)$$

läßt sich für die Poissonzahl ein Wert von $\nu = 0,37$ ableiten. Dieser Wert ist etwas größer als der aus den Ergebnissen der einaxialen Druckversuche an Gesteinsprüfkörpern abgeleitete Mittelwert. Er liegt jedoch innerhalb des Streubereichs der ermittelten Poissonzahlen von ca. 0,2 bis 0,45 (vgl. Abbildung AII-8.7) und dürfte

aufgrund der Ergebnisse der Primärspannungsmessungen für das Gebirge repräsentativ sein.

Im Teil AI, Abschnitt 8.5, des vorliegenden Berichts wurde gezeigt, daß im Bereich der in der 343 m-Strecke angeordneten Meßquerschnitte der Gebirgsspannungszustand vor dem Auffahren der Strecke nur geringfügig durch die beim Abteufen des Schachtes Konrad 2 aufgetretenen Spannungsumlagerungen beeinflußt war. Dies galt auch für die in geringer Entfernung zum Schacht angeordneten Meßquerschnitte 1 und 2. Dieses Ergebnis läßt sich auch auf den Bereich, in dem die in der 541 m-Strecke angeordneten Meßquerschnitte liegen, übertragen.

In allen Berechnungen (Fälle A, B und C) wurde deshalb davon ausgegangen, daß die Horizontalspannung vor dem Auffahren der Strecke aus dem Eigengewicht des Gebirges resultiert und daß das Verhältnis von Horizontalspannung und Vertikalspannung 0,6 beträgt. Demzufolge wurde den Berechnungen eine Poissonzahl von 0,37 zugrundegelegt und es wurden aufgrund der in horizontaler Richtung verhin- derten Querdehnung des Gebirges die Knoten in der Berandungsebene $x = 35$ m in x-Richtung als unverschieblich angenommen (s. Abbildung AII-9.1).

9.5 Spannungs- und Verformungszustand nach dem Auffahren der Strecke

9.5.1 Elastisches Gebirgsverhalten

Da die an den Meßquerschnitten 1 bis 4 der 541 m-Strecke gemessenen Verschiebungen auch nachdem die Strecke bereits aufgefahren war noch weiter zugenommen haben, lassen sich diese nicht durch ein elastisches Gebirgsverhalten erklären. Zumindest ein Teil der gemessenen Verschiebungen, dessen Größe noch zu ermitteln ist, resultiert aus einem zeitabhängigen Spannungs-Verformungsverhalten des Gebirges, das erfahrungsgemäß und nach den Beobachtungen vor Ort aus Festigkeitsüberschreitungen resultiert und in dem verwendeten Rechenprogramm FESWELL durch ein viskoplastisches Modell beschrieben wird (vgl. hierzu die Teile AI und D des vorliegenden Berichts).

Um die Größenordnung und die Größenverhältnisse der ausbruchsbedingten bzw. vortriebsbedingten Verschiebungen abzuschätzen, die bei elastischem Gebirgsverhalten zu erwarten sind, wurde im Fall A1 zunächst von einem elastischen und isotropen Spannungs-Verformungsverhalten des Gebirges ausgegangen. Dem E-Modul wurde mit $E = 2000 \text{ MN/m}^2$ ein Wert zugrundegelegt wie er größenordnungsmäßig aus der Interpretation der Verformungsmessungen in der Oberen Versuchsstrecke (343 m-Sohle) für die dort anstehenden Tonsteine des Alb abgeleitet wurde (s. Teil AI, Kapitel 8, des vorliegenden Berichts).

Die Wichte des Gebirges wurde mit $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ festgelegt. Dieser Wert entspricht der mittleren Dichte, die aus den Dichtebestimmungen an Gesteinsproben errechnet wurde (s. Abschnitt 8.2, Abbildung AII-8.5). Die gleiche Wichte wurde auch dem Deckgebirge zugrunde gelegt, dessen Gewicht durch Knotenkräfte simuliert wurde (s. Abbildung AII-9.1).

In der Abbildung AII-9.4 sind die im Fall A1 im 2. Rechenschritt ermittelten Hauptnormalspannungen in der näheren Umgebung der Strecke dargestellt. Außerdem sind in diese Abbildung auch die aus dem Ausbruch bzw. Vortrieb der Strecke resultierenden Radialverschiebungen in den Punkten eingetragen, die der Lage der Ankerpunkte und Köpfe der im Meßquerschnitt 3 (Station 20,8 m) eingebauten Extensometer E4, E5 und E6 entsprechen. Sie wurden als Differenz der im ersten und zweiten Rechenschritt für die entsprechenden Knoten errechneten Radialverschiebungen ermittelt.

Am Verlauf der Hauptnormalspannungen ist die für elastische Lösungen typische Gewölbebildung oberhalb der Strecke zu erkennen. Die Verschiebungen in Firste, Stoß und Sohle sind wie die gemessenen Verschiebungen in die Strecke hinein gerichtet, haben jedoch mit 18 mm, 11 mm bzw. 19 mm im Vergleich zu den an den Meßquerschnitten 2 bis 4 gemessenen Verschiebungen viel kleinere Beträge (vgl. Abbildungen AII-5.9, AII-5.13, AII-5.17 und AII-5.21).

9.5.2 Elastisch-viskoplastisches Gebirgsverhalten

Dem Fall A2 wurden ein E-Modul von $E = 2000 \text{ MN/m}^2$, eine Kohäsion von $c = 2 \text{ MN/m}^2$ und ein Reibungswinkel von $\varphi = 15^\circ$ zugrundegelegt. Der Dilatanzwinkel wurde gleich dem Reibungswinkel gewählt (s. Abbildung AII-9.3). Sowohl der E-Modul als auch die Kohäsion, der Reibungswinkel und der Dilatanzwinkel orientieren sich dabei an den aus der Interpretation der Verformungsmessungen in der 343 m-Strecke für die Tonsteine des Alb abgeleiteten Kennwerten (s. Teil AI, Kapitel 8, des vorliegenden Berichts). Die Zugfestigkeit des Gebirges wurde gleich null gesetzt.

Die Abbildung AII-9.5 stellt eine zur Abbildung AII-9.4 entsprechende Darstellung der Ergebnisse des Falls A2 dar. Zusätzlich ist in der Abbildung AII-9.5 auch der Bereich gekennzeichnet, in dem nach der Rechnung die Scherfestigkeit des Gebirges überschritten wird. Dieser erstreckt sich bis etwa 4 m seitlich des Stoßes. Dadurch bedingt, ergibt sich in Hohlraumnähe eine Verringerung der vertikal gerichteten Hauptnormalspannungen. Oberhalb der Firste und unterhalb der Sohle erstreckt sich der Bereich mit Festigkeitsüberschreitungen bis ca. 1 m bzw. ca. 2 m in das Gebirge hinein. Hier gehen die etwa horizontal gerichteten Hauptnormalspannungen im Vergleich zur elastischen Lösung (Fall A1) zurück.

Die im Fall A2 errechneten ausbruchsbedingten Verschiebungen sind erheblich größer als die entsprechenden, unter der Voraussetzung elastischen Gebirgsverhaltens im Fall A1 errechneten Verschiebungen (vgl. Abbildungen AII-9.4 und AII-9.5). An der Firste und am Stoß sind sie sogar größer als die an den Meßquerschnitten 1, 2 und 3 (Station 19,0 m) gemessenen Verschiebungen (vgl. Abbildungen AII-5.5, AII-5.9 und AII-5.13). An der Sohle werden die in allen 4 Querschnitten gemessenen Verschiebungen bei weitem nicht erreicht.

9.5.3 Berücksichtigung von Trennflächen

Mit dem Programmsystem FESWELL läßt sich der Einfluß von Trennflächen mit verminderter Festigkeit durch Berücksichtigung einer Festigkeitsanisotropie des Gebirges rechnerisch erfassen.

Mit dem Fall A3 wurde der Einfluß einer horizontalen Schichtung mit einer gegenüber anderen Richtungen verminderten Scherfestigkeit auf die Spannungen und ausbruchsbedingten Verschiebungen in der Umgebung der Strecke untersucht, indem die Kohäsion auf der Schichtung gleich null gesetzt wurde ($c_S = 0$). Die übrigen Kennwerte und Berechnungsannahmen wurden gegenüber dem Fall A2 nicht verändert.

Der Vergleich der Abbildungen AII-9.5 und AII-9.6, in denen die Ergebnisse der Fälle A2 und A3 in entsprechender Weise dargestellt sind, macht deutlich, daß die Berücksichtigung einer Schichtung zu einer deutlichen Vergrößerung des Bereichs führt, in dem die Scherfestigkeit des Gebirges überschritten wird. Dies führt für den Fall A3 zu Radialverschiebungen, die an der Firste und am Stoß deutlich größer als die an den Meßquerschnitten 1 bis 4 gemessenen Verschiebungen sind. Allerdings ist die errechnete Sohlhebung noch immer deutlich kleiner als die gemessenen Werte.

Beim Fall A4 wurde gegenüber dem Fall A3 die Kohäsion des Gebirges in den von der Schichtung abweichenden Richtungen von $c = 2 \text{ MN/m}^2$ auf $c = 3,5 \text{ MN/m}^2$ erhöht. Man erkennt, daß der Gebirgsbereich, in dem die Scherfestigkeit überschritten wird, beim Fall A4 im Vergleich zum Fall A3 deutlich kleiner wird. Auch gehen die ausbruchsbedingten Verschiebungen an der Firste und am Stoß auf Werte zurück, die in der Größenordnung der an den Meßquerschnitten 3 (Station 20,8 m) und 4 gemessenen Verschiebungen liegen (vgl. Abbildungen AII-5.17 und AII-5.21).

Im Unterschied zu den Fällen A1 und A2 sind die in den Fällen A3 und A4 errechneten Radialverschiebungen an der Firste größer als am Stoß. Dieses Ergebnis entspricht den an den Meßquerschnitten 2, 3 (Station 20,8 m) und 4 erhaltenen Meßwerten (s. Abbildungen AII-5.9, AII-5.17 und AII-5.21).

Die Auswertung der Streckenkartierungen im Hinblick auf die Raumstellung der Trennflächen (s. Abschnitt 4.3) hat ergeben, daß die Anzahl derjenigen Trennflächen, die nicht parallel zur Schichtung verlaufen und eindeutig als Klüfte identifiziert werden konnten (Primärklüfte) gering ist. Sie fallen steil ein und verlaufen an-

nähernd parallel zur Streckenachse (s. Abbildung AII-4.15). Die Raumstellungen der übrigen eingemessenen Trennflächen ohne eindeutige Zuordnung (Klüfte oder Neubrüche) weisen verhältnismäßig große Streuungen auf (s. Abbildung AII-4.16).

Da die Klüftung des Gebirges insgesamt vergleichsweise gering ist, wird davon ausgegangen, daß die Trennflächen - mit Ausnahme der Schichtfugen, - keinen nennenswerten Einfluß auf die Gebirgsfestigkeit haben. Bei der Interpretation der gemessenen vortriebsbedingten Verformungen wird deshalb auf ihre Berücksichtigung verzichtet.

9.5.4 Berücksichtigung einer Spritzbetonsicherung im Streckengewölbe

Mit dem Fall B1 wird untersucht, wie sich eine Spritzbetonsicherung im Streckengewölbe, wie sie im Bereich der Meßquerschnitte 2, 3 und 4 ausgeführt wurde (s. Abbildung AII-5.1), auf die Spannungen und ausbruchsbedingten Verschiebungen in der Umgebung der Strecke auswirkt. Die Kennwerte und die übrigen Berechnungsannahmen entsprechen denen des Falles A4.

Im Vergleich zum Fall A4 geht im Fall B1 der Bereich mit Festigkeitsüberschreitungen oberhalb der Firste und seitlich des Stoßes zurück. Oberhalb der Firste kommt es auch zu einer deutlichen Reduzierung der ausbruchsbedingten Verschiebungen. Im Bereich unterhalb der Sohle sind die Ergebnisse der Fälle A4 und B1 fast identisch (vgl. Abbildungen AII-9.7 und AII-9.8).

9.5.5 Berücksichtigung einer Spritzbetonsicherung im Gewölbe und in den Stößen der Strecke

Mit dem Fall C wird untersucht, wie sich eine Spritzbetonsicherung im Gewölbe und in den Stößen der Strecke, wie sie im Bereich des MQ1 ausgeführt wurde (s. Abbildung AII-5.1), auf die Spannungen und ausbruchsbedingten Verschiebungen in der Umgebung der Strecke auswirkt. Die dem Fall C zugrundegelegten Kennwerte entsprechen denen der Fälle A4 und B1.

Der Bereich mit Festigkeitsüberschreitungen geht oberhalb der Fir-
ste und seitlich des Stoßes im Vergleich zum Fall B1 noch weiter
zurück. Der Bereich oberhalb der Firste bleibt praktisch ela-
stisch. Demzufolge gehen auch die ausbruchsbedingten Verschiebun-
gen in diesem Bereich auf Werte zurück, die denen der elastischen
Lösung (Fall A1) sehr nahe kommen (Abbildung AII-9.9). Die für den
Fall C errechnete Firstverschiebung ist sogar kleiner als im Fall
A1. Der Grund hierfür liegt darin, daß beim Fall C von einer so-
fortigen Stützung des Hohlraums durch die Spritzbetonsicherung
ausgegangen wird, die gleichzeitig mit dem Ausbruch wirksam wird.
Da es sich um eine zweidimensionale Berechnung handelt, bleiben
auch die dem Vortrieb vorausseilenden Verformungen unberücksich-
tigt.

9.6 Vergleich der gemessenen Verschiebungen mit den Berechnungsergebnissen

Um die aus der Differenz der in den beiden Rechenschritten ermit-
telten Knotenverschiebungen errechneten Verschiebungen mit den
Meßwerten vergleichen zu können, ist es erforderlich jeweils auch
die bereits vor der Nullmessung aufgetretenen Verformungsanteile
abzuschätzen.

Die Nullmessung wurde in den einzelnen Meßquerschnitten in Abstän-
den von 0,9 m bis 2,2 m zur temporären Ortsbrust durchgeführt. In
dieser Entfernung sind erfahrungsgemäß ca. 70 % bis ca. 90 % der
aus dem elastischen Verhalten des Gebirges resultierenden Ver-
schiebungen bereits eingetreten (s. Teil AI, Abschnitt 8.6, des
vorliegenden Berichts). Somit ist davon auszugehen, daß mit den
Messungen im wesentlichen nur die zeitabhängigen, viskoplastischen
Verformungen erfaßt wurden.

Umgekehrt kann auch davon ausgegangen werden, daß zum Zeitpunkt
der Nullmessung an den Meßquerschnitten noch keine nennenswerten
viskoplastischen Verformungen aufgetreten sind. Hierfür lassen
sich zwei Gründe anführen: Zum einen wurde zum Zeitpunkt der Null-
messung der im Bereich der Meßquerschnitte liegende Gebirgsbereich
aufgrund der Lastabtragung über die Ortsbrust (dreidimensionale
Tragwirkung) noch nicht voll beansprucht. Zum anderen weist das

Gebirge ein zeitabhängiges Verhalten auf, d.h. die mit Festigkeitsüberschreitungen verbundenen viskoplastischen Verformungen treten nicht sofort in voller Größe sondern erst mit zeitlicher Verzögerung auf (vgl. Teil AI, Abschnitt 8.2, und Teil D, Abschnitt 4.2.2, des vorliegenden Berichts).

Aus diesen Gründen erfolgte die Interpretation der gemessenen Verschiebungen durch Vergleich mit den in den einzelnen FE-Berechnungen errechneten viskoplastischen Anteilen der Verschiebungen.

Hierzu ist anzumerken, daß aus der Größe der viskoplastischen Verschiebungen auch Rückschlüsse auf die elastischen Eigenschaften des Gebirges (Elastizitätskonstanten) möglich sind. Aus analytischen Lösungen für kreisförmige Tunnelquerschnitte ist bekannt, daß die Größe der ausbruchsbedingten Verschiebungen auch bei elastoplastischem Materialverhalten umgekehrt proportional zum E-Modul ist. Aus den Ergebnissen numerischer Berechnungen läßt sich ableiten, daß diese Aussage auch dann noch zutrifft, wenn das Tunnelprofil von der Kreisform abweicht und gefügebedingte Festigkeitsanisotropien (z.B. durch eine Schichtung) berücksichtigt werden.

9.7 Interpretation der First- und Stoßverschiebungen

9.7.1 Meßquerschnitte 2, 3 (Station 20,8 m) und 4

Aus dem in der Abbildung AII-4.2 dargestellten zeitlichen Ablauf der Ausbruchs- und Sicherungsarbeiten beim Vortrieb der Strecke geht hervor, daß nach dem Unterfahren der Meßquerschnitte 2, 3 (Station 20,8 m) und 4 der Vortrieb verhältnismäßig rasch erfolgte. Anders liegen die Verhältnisse bei den beiden Meßquerschnitten 1 und 3 (Station 19,0 m). Deshalb kann im Bereich der Meßquerschnitte 2, 3 (Station 20,8 m) und 4 davon ausgegangen werden, daß der weitaus größte Anteil der vortriebsbedingten Verformungen bereits eingetreten war, bevor die Spritzbetonsicherung erhärten und somit ihre volle Tragwirkung erreichen konnte.

An den Meßquerschnitten 2, 3 (Station 20,8 m) und 4 sind die in den Hohlraum gerichteten, gemessenen Verschiebungskomponenten an der Firste größer als am Stoß (s. Abbildungen AII-5.9, AII-5.17

und AII-5.21). Dieses Ergebnis läßt sich, wenn die Spritzbetonsicherung nicht berücksichtigt wird, rechnerisch nur unter der Annahme nachvollziehen, daß die Scherfestigkeit auf der horizontalen Schichtung des Gebirges deutlich kleiner als in anderen Richtungen ist (vgl. Abbildungen AII-9.6 und AII-9.7). Die Ergebnisse von Vergleichsberechnungen, die nicht in die in der Abbildung AII-9.3 angegebenen Tabelle aufgeführt sind, zeigen, daß sich für den viskoplastischen Anteil der Firstverschiebung nur dann ein größerer Wert als für den Stoß ergibt, wenn die Kohäsion auf der Schichtung kleiner als $0,1 \text{ MN/m}^2$ gewählt wird.

Mit Hilfe der in den Abbildungen AII-9.10, AII-9.11 und AII-9.12 dargestellten Diagramme werden nachfolgend die an den Meßquerschnitten 2, 3 (Station 20,8 m) und 4 gemessenen First- und Stoßverschiebungen auf der Grundlage der Ergebnisse der Fälle A, in denen eine Schichtung mit $c_s = 0$ berücksichtigt wurde, interpretiert.

In der Abbildung AII-9.10 sind die First- und die Stoßverschiebung als Ordinaten über den Kehrwert des E-Moduls aufgetragen. Die viskoplastischen Anteile der in den Fällen A5, A6, A7, A10 und A11 errechneten First- und Stoßverschiebungen sind jeweils durch Punkte gekennzeichnet. Weil sich die errechneten viskoplastischen Verschiebungsanteile umgekehrt proportional zum angenommenen E-Modul verhalten (s. Abschnitt 9.6), erhält man für jede errechnete First- und Stoßverschiebung jeweils eine Gerade, die durch die errechnete Verschiebung und den Koordinatenursprung bestimmt wird und die jeweils eine Extrapolation der errechneten Verschiebung auf andere E-Moduli, bei sonst gleichen Kennwerten, ermöglicht. Die am Meßquerschnitt 2 gemessenen First- und Stoßverschiebungen sind in dieses Diagramm als horizontale Geraden eingetragen. Aus den den Schnittpunkten dieser Geraden mit den aus den Berechnungsergebnissen für die verschiedenen Kennwertkombinationen abgeleiteten Geraden lassen sich die E-Moduli, mit denen sich die gemessenen Verschiebungen rechnerisch nachvollziehen lassen, ermitteln.

In den o.g. Fällen, deren Ergebnisse sich durch die in der Abbildung AII-9.10 dargestellten Geraden extrapolieren lassen, wurden die Scherparameter des Gebirges c und φ variiert. Dabei wurden der

Reibungswinkel (φ) und der Dilatanzwinkel (ψ) des Gebirges und auch die auf der Schichtung wirksamen Reibungswinkel (φ_S) und Dilatanzwinkel (ψ_S) jeweils als gleich groß angenommen. Die Kohäsion auf der Schichtung (c_S) wurde jeweils gleich null gesetzt (s. Abbildung AII-9.3).

Für Scherparameter, die im Bereich von $c = 3$ bis 4 MN/m^2 und $\varphi = 10$ bis 15° liegen, wobei $\varphi = 10^\circ$ nur mit $c = 4 \text{ MN/m}^2$ kombiniert wird, läßt sich die an der Firste des MQ2 gemessene Verschiebung von 36 mm mit E-Moduli, die zwischen 3000 und 6250 MN/m^2 liegen, rechnerisch nachvollziehen. Die am Stoß gemessene Verschiebung von 29 mm läßt sich unter den o.g. hinsichtlich der Scherparameter des Gebirges getroffenen Annahmen mit E-Moduli zwischen 1300 und 3700 MN/m^2 interpretieren. Das bedeutet, daß sich mit den für die Scherfestigkeit des Gebirges getroffenen Annahmen sowohl die an der Firste als auch die am Stoß des MQ2 gemessenen Verschiebungen mit E-Moduli von $E = 3000$ bis 3700 MN/m^2 rechnerisch nachvollziehen lassen.

Eine Interpretation der gemessenen First- und Stoßverschiebungen mit kleineren Scherparametern, wie sie in den Fällen A11 ($c = 2 \text{ MN/m}^2$ und $\varphi = 15^\circ$) und A7 ($c = 3 \text{ MN/m}^2$ und $\varphi = 10^\circ$) angenommen wurden, würde auf E-Moduli führen, die z.T. größer als 10000 MN/m^2 und damit größer als die mittleren, an einaxialen Druckversuchen an Gesteinsprüfkörpern ermittelten E-Moduli (s. Abbildung AII-8.7) wären. Wegen des in Abschnitt 9.1 erwähnten Maßstabeffektes kann davon ausgegangen werden, daß der E-Modul des Gebirges kleiner ist als der des Gesteins. Dies wird auch durch die Ergebnisse der Dilatometerversuche (vgl. Abschnitt 6.2.2) bestätigt. Deshalb kann man davon ausgehen, daß die Scherfestigkeit des Gebirges größer ist als sie den Fällen A7 und A11 zugrundegelegt wurde.

Mit den Fällen A8 und A9 wurde untersucht, ob sich die am MQ2 gemessenen First- und Stoßverschiebungen auch mit einem Reibungswinkel von $\varphi > 15^\circ$ (Fall A8, $\varphi = 20^\circ$) oder mit einem Dilatanzwinkel von $\psi < \varphi$ (Fall A9, $\psi = 0$) interpretieren lassen (s. Abbildung AII-9.3). In beiden Fällen ergeben sich für das Verhältnis der viskoplastischen Anteile der errechneten First- und Stoßverschiebungen Werte von $\delta_F^{VP} / \delta_S^{VP} > 3$. Da das entsprechende Verhält-

nis der gemessenen Werte nur ca. 1,2 beträgt, können die am MQ2 gemessenen First- und Stoßverschiebungen mit Kennwertkombinationen mit $\varphi > 15^\circ$ oder $\psi < \varphi$ nicht rechnerisch nachvollzogen werden.

Die auf der Grundlage der Ergebnisse der FE-Berechnungen aus den am MQ2 gemessenen First- und Stoßverschiebungen abgeleiteten Kennwerte sind in der Abbildung AII-9.10 angegeben. Danach sind die einaxiale Druckfestigkeit, die sich nach der Formel

$$\sigma_d = \frac{2c}{\tan(45^\circ - \varphi/2)} \quad (9.3)$$

aus den Scherparametern c und φ ableiten läßt, und der E-Modul des Gebirges nur etwa halb so groß wie die mittleren an Gesteinsprüfkörpern ermittelten einaxialen Druckfestigkeiten und Erstbelastungsmoduli (vgl. Abbildungen AII-8.7 und AII-9.10).

Mit Hilfe des in der Abbildung AII-9.11 dargestellten Diagramms wurden die am MQ4 gemessenen First- und Stoßverschiebungen auf der Grundlage der in den Fällen A5, A6, A7 und A10 errechneten viskoelastischen Verschiebungsanteile interpretiert. Hier läßt sich die an der Firste gemessene Verschiebung von 75 mm mit Scherparametern von $c = 3$ bis 4 MN/m^2 und $\varphi = 10$ bis 15° sowie mit E-Moduli von $E = 2200$ bis 5500 MN/m^2 rechnerisch nachvollziehen. Die am Stoß gemessene Verschiebung von 63 mm läßt sich, wenn für das Gebirge die gleichen Scherparameter zugrundegelegt werden, mit E-Moduli von $E = 1000$ bis 3600 MN/m^2 interpretieren. Wenn man sowohl die an der Firste als auch die am Stoß des MQ4 gemessenen Verschiebungen berücksichtigt, dann läßt sich der Gebirgsmodul, mit den o.g. Scherparametern auf Werte zwischen 2200 und 3600 MN/m^2 eingrenzen.

Eine Interpretation der am MQ4 gemessenen First- und Stoßverschiebungen mit einer kleineren Kohäsion, einem größeren Reibungswinkel und einem Dilatanzwinkel $\psi < \varphi$ des Gebirges kann wie für den MQ2 ausgeschlossen werden.

Die auf der Grundlage der Ergebnisse der FE-Berechnungen aus den am MQ4 gemessenen First- und Stoßverschiebungen abgeleiteten Kennwerte sind in der Abbildung AII-9.11 angegeben. Sie stimmen gut

mit den für den MQ2 abgeleiteten Kennwerten überein (vgl. Abbildungen AII-9.10 und AII-9.11).

Mit Hilfe des in der Abbildung AII-9.12 dargestellten Diagramms wurden die am Extensometermeßquerschnitt (MQ3, Station 20,8 m) gemessenen First- und Stoßverschiebungen auf der Grundlage der in den Fällen A5, A6, A7 und A10 errechneten viskoplastischen Verschiebungsanteile interpretiert. Mit den in den Bohrungen E5 und E6 eingebauten Extensometern wurden nicht die absoluten Werte der Verschiebungen am Stoß und an der Firste gemessen, sondern jeweils nur die Relativverschiebungen zwischen dem Extensometerkopf und dem tiefsten jeweils 5 m von der Hohlraumwand entfernt liegenden Ankerpunkt. Deshalb wurden in dem in der Abbildung AII-9.12 dargestellten Diagramm im Unterschied zu den Darstellungen in den Abbildungen AII-9.10 und AII-9.11 die genannten Relativverschiebungen oberhalb der Firste $\Delta\delta_F$ und seitlich des Stoßes $\Delta\delta_S$ aus den Berechnungsergebnissen abgeleitet und über den Kehrwert des E-Moduls aufgetragen.

Die am MQ 3 (Station 20,8 m) oberhalb der Firste gemessene Relativverschiebung $\Delta\delta_F = 82$ mm läßt sich mit Scherparametern von $c = 3$ bis 4 MN/m² und $\varphi = 10$ bis 15° sowie E-Moduli von $E = 1250$ bis 4500 MN/m² rechnerisch nachvollziehen. Auch die seitlich des Stoßes gemessene Relativverschiebung $\Delta\delta_S = 38$ mm läßt sich, wenn für das Gebirge die gleichen Scherparameter zugrundegelegt werden, mit E-Moduli interpretieren, die in der o.g. Größenordnung liegen. Somit stimmen auch die auf der Grundlage der Berechnungsergebnisse aus den am MQ3 (Station 20,8 m) oberhalb der Firste und seitlich des Stoßes gemessenen Relativverschiebungen abgeleiteten Kennwerte größenordnungsmäßig mit den für die Meßquerschnitte 2 und 4 abgeleiteten Kennwerten überein. Allerdings ist der Bereich der für den MQ3 (Station 20,8 m) abgeleiteten E-Modul des Gebirges größer als bei den Meßquerschnitten 2 und 4 (vgl. Abbildungen AII-9.10, AII-9.11 und AII-9.12).

9.7.2 Meßquerschnitte 1 und 3 (Station 19,0 m)

Im Unterschied zu den Meßquerschnitten 2, 3 (Station 20,8 m) und 4 erfolgte im Bereich der Meßquerschnitte 1 und 3 (Station 19,0 m),

als der Abstand zwischen Meßquerschnitt und temporärer Ortsbrust ca. 3 m betrug, ein Stillstand von mehreren Tagen, währenddessen die Sicherungsmittel eingebaut wurden (s. Abbildung AII-4.2).

Vom Einbau der Spritzbetonsicherung bis zum weiteren Vortrieb verstrichen im Bereich des MQ3 (Station 19,0) 7 Tage, in denen der Spritzbeton erhärten konnte. Somit muß im Bereich dieses Meßquerschnitts von einer Beeinflussung der vortriebsbedingten und zeitabhängigen Verformungen durch die hier vorhandene erhöhte Steifigkeit der Spritzbetonsicherung ausgegangen werden. Allerdings erreicht die Spritzbetonsicherung im Bereich des MQ3 (Station 19,0 m) im Unterschied zu den Berechnungsfällen B, in denen eine sofortige Wirksamkeit bzw. Tragfähigkeit der Spritzbetonsicherung im Streckengewölbe direkt nach dem Ausbruch angenommen wurde, ihre Tragfähigkeit erst mit zeitlicher Verzögerung, d.h. erst nachdem bereits ein Teil der vortriebsbedingten und zeitabhängigen Verformungen eingetreten ist. Somit stellen die für die Fälle A, in denen die Wirksamkeit der Spritzbetonsicherung auf die vortriebsbedingten Verformungen ganz vernachlässigt wurde, und die für die Fälle B getroffenen Annahmen Grenzfälle für die Tragwirkung der Spritzbetonsicherung im Bereich des MQ3 (Station 19,0 m) dar.

Mit Hilfe des in der Abbildung AII-9.13 dargestellten Diagramms wurden die am MQ3 (Station 19,0 m) gemessenen First- und Stoßverschiebungen auf der Grundlage der in den Fällen A5 und B1 errechneten viskoplastischen Anteile der errechneten First- und Stoßverschiebungen interpretiert.

Da die Fälle A5 und B1 hinsichtlich der Tragwirkung der Spritzbetonsicherung im Bereich des MQ3 (Station 19,8 m) Grenzfälle darstellen, kann der Gebirgsmodul im Bereich dieses Meßquerschnitts durch die Interpretation der gemessenen First- und Stoßverschiebungen mit Hilfe der Ergebnisse dieser Berechnungen nur hinsichtlich der Größenordnung abgeschätzt werden. Die vorgenommene Abschätzung (Interpretation der Meßwerte) kann deshalb nur als Hinweis darauf dienen, daß bzw. ob die für die Meßquerschnitte 2, 3 (Station 20,8 m) und 4 abgeleiteten E-Moduli größenordnungsmäßig richtig sind.

Auf der Grundlage der Extrapolation der im Fall A5 errechneten viskoplastischen Verschiebungen, lassen sich die am MQ3 (Station 19,0 m) gemessenen First- und Stoßverschiebungen mit E-Moduli von 2900 MN/m^2 bzw. 700 MN/m^2 nachvollziehen. Eine Interpretation der an der Firste und am Stoß gemessenen Verschiebungen auf der Grundlage der Ergebnisse des Falls B1 führt zu E-Moduli von 800 MN/m^2 bzw. 1500 MN/m^2 . Diese Gebirgsmoduli liegen an der unteren Grenze der für den Meßquerschnitt 3 (Station 20,8 m) abgeleiteten Moduli (vgl. Abbildung AII-9.12).

Am Meßquerschnitt 1 wurden die im Vergleich zu den anderen Meßquerschnitten mit Abstand kleinsten Verschiebungen gemessen, obwohl dieser Meßquerschnitt im Bereich der Auflockerungszone des Schachtes Konrad 2 liegt. Dieses Ergebnis wird darauf zurückgeführt, daß die vortriebsbedingten und zeitabhängigen Verformungen durch den in diesem Bereich verstärkten Einsatz von Sicherungsmitteln (s. Abbildung AII-4.1) beeinflusst bzw. behindert wurden. Die Interpretation der an diesem Meßquerschnitt gemessenen First- und Stoßverschiebungen erfolgte daher auf der Grundlage der Extrapolation der in den Fällen B errechneten viskoplastischen Verschiebungen. Die daraus abgeleiteten E-Moduli dienen, wie bereits oben für den Meßquerschnitt 3 (Station 19,0 m) ausgeführt, nur der Überprüfung der für die übrigen Meßquerschnitte abgeleiteten Gebirgsmoduli. Sie liegen mit $E = 3100$ bis 4400 MN/m^2 an der oberen Grenze der für die Meßquerschnitte 2, 3 (Station 20,8 m) und 4 abgeleiteten Moduli (Abbildung AII-9.14).

Wenn man den Einfluß der Sicherungsmittel auf die vortriebsbedingten Verformungen berücksichtigt, dann lassen sich auch die an den Meßquerschnitten 1 und 3 (Station 19,0 m) gemessenen First- und Stoßverschiebungen mit Kennwerten interpretieren, die in der gleichen Größenordnung wie die Kennwerte liegen, die für die übrigen Meßquerschnitte abgeleitet wurden, an denen die vortriebsbedingten Verformungen durch die Sicherungsmittel nur sehr wenig beeinflusst wurden.

9.8 Interpretation der Sohlhebungen

Die an den 4 Meßquerschnitten gemessenen Sohlhebungen, die zwischen 172 mm und 270 mm liegen, konnten mit den Ergebnissen der FE-Berechnungen nicht nachvollzogen werden. Es kann jedoch davon ausgegangen werden, daß diese Hebungen, ebenso wie die Sohlhebungen in der Oberen Versuchsstrecke (343 m-Sohle), auf Quellerscheinungen zurückzuführen sind.

Die Ergebnisse der für die Interpretation der Sohlhebungen an den Meßquerschnitten der Oberen Strecke mit dem Programm FESWELL durchgeführten Quellberechnungen (Fälle Q1 und Q2) zeigen, daß das Quellen des Gebirges im Bereich der Sohle zu größeren Hebungen führt, während im übrigen Bereich der Hohlraumwand die quellbedingten Verschiebungen sehr gering sind (s. Teil AI, Abschnitt 8.7.5, des vorliegenden Berichts). Allerdings ist es mit Quellberechnungen schwierig, die gemessenen Sohlhebungen in ihrer Größe rechnerisch nachzuvollziehen. Hierzu müßte berücksichtigt werden, daß auch unterhalb der Sohle plastische Verformungen auftreten, denen sich die quellbedingten Deformationen überlagern. Da bei der Konzeption der Schachtverfüllung vom Quellpotential des Felses kein Kredit genommen wird, wird hier auf eine quantitative Interpretation der Sohlhebungen durch Quellberechnungen verzichtet.

10. Interpretation der Beobachtungen in den Vertikalbohrungen

V101 - V105

Die Beobachtungen in den Vertikalbohrungen V101-V105 wurden im Kapitel 7 ausführlich beschrieben und erläutert sowie in den Abbildungen AII-7.1 bis AII-7.19 dargestellt. Danach konnte in allen Bohrungen ein relativ einheitliches Ausbruchsbild festgestellt werden, das i. a. auf den Ost- und West-Seiten der Bohrlöcher gegenüberliegende V-förmige Ausbrüche zeigt. Diese Ausbrüche, die im Anfangsstadium bereichsweise nur punktuell auftreten, sich i. a. jedoch nach einiger Zeit zu linienförmigen, parallel zur Bohrachse verlaufenden Strukturen entwickeln, führen letztendlich zu einer etwa elliptischen Bohrlochform.

Die Kalibermessungen in den Bohrlöchern nach ihrer Entleerung zeigen relativ deutliche Parallelitäten zwischen allen Bohrungen. So stimmen die Bereiche mit stärkeren Ausbrüchen und vor allem die Bereiche mit sehr geringen Ausbrüchen in den Bohrungen V101-V105 weitgehend überein. Die Zerfallsversuche im Labor zeigen in Übereinstimmung mit den sehr geringen Ausbrüchen im Teufenbereich von ca. 24 - 36 m, daß Gesteinsproben aus diesem Bereich im Versuchszeitraum kaum oder zumindest deutlich geringer als Proben aus anderen Bereichen zerfallen. Diese Beobachtungen weisen darauf hin, daß ein Zusammenhang zwischen den Nachbrucherscheinungen bzw. dem Zerfallsverhalten und der Gesteinszusammensetzung (Mineralogie) besteht.

Die mineralogische Zusammensetzung des Gesteins wurde bereits im Kapitel 8 erläutert. Der Teufenbereich von ca. 24 - 36 m, in dem die Vertikalbohrungen keine nennenswerten Ausbrüche aufweisen bzw. aus dem die Gesteinsproben kaum zerfallen, zeigt hinsichtlich des Mineralbestandes keine deutlichen Besonderheiten (s. Abbildung AII-8.1). Auffällig ist jedoch der erhöhte Gehalt an organischem Kohlenstoff, der die bituminösen Blättertone des Unterbarrême kennzeichnet. Da üblicherweise nicht davon auszugehen ist, daß ein erhöhter Gehalt an organischem Kohlenstoff zerfallsstabilisierend wirkt, ist dieses Ergebnis überraschend. Es ist davon auszugehen, daß noch andere Größen die Zerfallsneigung beeinflussen. Hinsichtlich des Tonmineralbestandes weist der besonders standsichere

Bohrlochabschnitt keine Besonderheiten auf (s. Abbildung AII-8.1). Die bestimmenden Tonminerale Muskovit/Illit und Kaolinit ändern ihre Anteile nur geringfügig. Die Ergebnisse der Gamma-Ray-Logs in den Bohrlöchern ließen dies bereits erwarten (vgl. Kapitel 7). Lediglich der Calcit-Gehalt ist tendenziell im als besonders stand-sicher ausgegrenzten Teufenbereich etwas erhöht. Diese Tendenz ist allerdings nur schwach ausgeprägt (Abbildung AII-8.1).

Da auch andere Karbonate als Calcit eine verfestigende, zementierende Wirkung haben können, ist in der Abbildung AII-8.2 ergänzend der gesamte Karbonatgehalt (Calcit, Dolomit und Siderit) für den Bereich unterhalb der Untersuchungsstrecke dargestellt. Da Calcit i.a. deutlich dominiert, unterscheidet sich die Verteilung des Karbonatgehaltes generell nicht wesentlich von der Verteilung des Calcitgehaltes. Nur lokal nehmen Dolomit und vor allem Siderit größere Werte an. Die tendenzielle Erhöhung des Karbonatgehaltes im besonders standsicheren Bohrlochbereich ist demzufolge analog zum Calcitgehalt nur schwach und undeutlich ausgeprägt.

Die in der Abbildung AII-8.3 dargestellte Korngrößenverteilung zeigt im Bereich von ca. 25-35 m einen geringen Rückgang der Tonfraktion gegenüber dem Feinschluffanteil. Möglicherweise hängt auch diese Besonderheit in der Korngrößenverteilung mit den Beobachtungen in den Bohrlöchern zusammen.

Im folgenden soll näher auf die beobachtete Ausbruchsform und die auffällige einheitliche Orientierung der Ausbrüche eingegangen werden.

Sowohl die V-Form der Ausbrüche als auch deren Ost-West-Orientierung weisen darauf hin, daß die Ausbrüche eine über die mineralogisch begründbare Zerfallsneigung des Gesteins hinausgehende Ursache haben. Es ist davon auszugehen, daß das tektonisch geprägte Gefüge sowie die Schichtung des Gebirges einen wesentlichen Einfluß haben. Diese Zusammenhänge wurden bereits für den Bereich der 343 m-Sohle abgeleitet und im Teil AI (Kapitel 9.3) des Berichtes ausführlich erläutert. Sie sind offenbar in gleicher Weise für den Bereich der 541 m-Sohle gültig. Auf eine Wiederholung kann daher an dieser Stelle verzichtet werden.

11. Felsmechanische Kennwerte und Primärspannungszustand

Auf der Grundlage der im Kapitel 9 erläuterten rechnerischen Interpretation der beim Vortrieb der Strecke durchgeführten Verformungsmessungen werden nachfolgend die felsmechanischen Kennwerte des Gebirges, die den statischen Berechnungen zur Schachtverfüllung und der Abschätzung von Auflockerungszonen in der Umgebung der Schächte und der alten Bohrungen zugrunde gelegt werden, abgeleitet. Sie sind in der Abbildung AII-11.1 tabellarisch zusammengestellt.

Die im Labor an Gesteinsproben ermittelten Wichten können, weil der Fels nur geschlossene Trennflächen also kein nennenswertes Kluftvolumen aufweist, auf das Gebirge übertragen werden.

Die durch die Laborversuche an Gesteinsprüfkörpern ermittelten E-Moduli, einaxialen Druckfestigkeiten und Scherparameter können, wie die Ergebnisse der Berechnungen zur Interpretation der beim Vortrieb der Strecke gemessenen Verformungen gezeigt haben, nicht auf das Gebirge übertragen werden. Sie sind nur für den Maßstab gültig, der durch die Größe der Prüfkörper bestimmt wird. Allerdings stellen sie eine obere Grenze für die Gebirgskennwerte dar.

Im größeren Maßstab wirken sich Fehlstellen in der Gesteinsmatrix festigkeitsmindernd aus. Außerdem macht sich der Einfluß von Schichtfugen und Klüften auf die Festigkeit des Gebirges bemerkbar.

Wie die Ergebnisse der Berechnungen, mit denen die vortriebsbedingten Verformungen nachvollzogen werden konnten, zeigen, ist der E-Modul des Gebirges mit ca. 1500 bis 4000 MN/m² deutlich geringer einzuschätzen als die aus den Ergebnissen der Laborversuche an Gesteinsprüfkörpern abgeleiteten Moduli. Die aus den Ergebnissen der im Bereich des Mittelbarrême durchgeführten Dilatometerversuche abgeleiteten Erstbelastungsmoduli liegen an der oberen Grenze der aus der Interpretation der Verformungsmessungen abgeleiteten Gebirgsmoduli (s. Abbildung AII-6.2).

Auch die einaxiale Druckfestigkeit und die Kohäsion des Gebirges sind deutlich geringer als die entsprechenden Werte des Gesteins. Dagegen entspricht der Reibungswinkel des Felses etwa dem des Gesteins (Abbildung AII-11.1).

Die Schichtung führt zu einer ausgeprägten Festigkeitsanisotropie des Gebirges, die bei der Interpretation der beim Vortrieb der Strecke aufgetretenen Verformungen berücksichtigt wurde. Eine aus den anderen in der Strecke eingemessenen resultierende Anisotropie der Gebirgsfestigkeit läßt sich anhand der gemessenen Verschiebungen jedoch nicht nachweisen und ist vermutlich gering, auch wenn die Beobachtungen in den Bohrlöchern gewisse Hinweise darauf geben, daß die Gebirgsfestigkeit entlang der tektonisch geprägten Gefügeebenen geringer ist als in den davon abweichenden Richtungen. Auffällig ist außerdem, daß sich die Raumstellungen der bei der Streckenauffahrung aufgetretenen Neubrüche, an den Raumstellungen der kartierten Kluftscharen orientieren, wenngleich sie größere Streuungen aufweisen. Für die Klüftung wurden deshalb in der Abbildung AII-11.1 dieselben Streubereiche für die Scherparameter angegeben wie für das Gebirge.

Für den Dilatanzwinkel ψ , durch den die Größe der mit plastischen Verformungen verbundenen Volumenvergrößerung bestimmt wird, kann nach den Ergebnissen der Berechnungen zur Interpretation der beim Streckenvortrieb gemessenen Verformungen angenommen werden, daß er etwa dem Reibungswinkel entspricht (Abbildung AII-11.1).

Hinsichtlich der Quelleigenschaften wird davon ausgegangen, daß sich die an Gesteinsprüfkörpern im Labor ermittelten Quellparameter auf das Gebirge übertragen lassen (Abbildung AII-11.1). Das bedeutet, daß das Quellverhalten des Gebirges in sehr starkem Maße vom Salzgehalt des Wassers abhängig ist, das dem Gebirge zugeführt wird.

Für die statischen Berechnungen zur Schachtverfüllung und zur Abschätzung der Auflockerungszonen kann davon ausgegangen werden, daß die Primärspannungen im Gebirge allein aus dem Eigengewicht des Gebirges resultieren. Gemäß der Ergebnisse der Überbohr-Entlastungsversuche wird dabei von einem mittleren Seitendruckbeiwert

von $\sigma_{H0}/\sigma_{V0} = 0,6$ ausgegangen (s. Abschnitt 6.3.2). Dieser Seitendruckbeiwert entspricht nach der Beziehung (9.2) einer Poissonzahl von $\nu = 0,37$, die dem Gebirge zugrunde gelegt wird (Abbildung AII-11.1).

12. Extrapolation der Ergebnisse auf die Schichtenfolge des Barrême und des Hauterive

Im Hinblick auf die Fragestellungen im Zusammenhang mit der Schachtverfüllung und der Dichtigkeit der alten Bohrungen werden im folgenden die Ergebnisse der von der 541 m-Sohle im Schacht 2 aus durchgeführten Untersuchungen auf die gesamte Schichtenfolge des Barrême und des Hauterive im Projektgebiet extrapoliert.

Bei den zu extrapolierenden Ergebnissen handelt es sich im einzelnen um Angaben zur Verformbarkeit, zur Festigkeit und zur Wasserdurchlässigkeit des Gebirges sowie um Angaben zum Spannungszustand und zur Bohrlochstandsicherheit. Die Extrapolation erfolgt anhand vergleichender Betrachtungen auf der Grundlage der Kenntnisse über die Lithologie und die Mineralogie sowie über die regionalen geologischen und tektonischen Verhältnisse. Für die vertikale Extrapolation kann dazu auf die vorliegenden Ergebnisse zur Bohrung Konrad 101 (BGR 1985 [4], 1986 [5] und 1989 [6]) zurückgegriffen werden, während sich die Übertragbarkeit der Ergebnisse aus dem Nahbereich des Schachtes 2 und der K101 auf das Projektgebiet aus der Revision der Tiefbohrungen und den gefügestatistischen Untersuchungen (BGR 1988 [3] und [7]) sowie der Auswertung reflexionsseismischer Messungen (BGR 1985 [8] und 1989 [9]) ergibt.

Lithologische und mineralogische Verhältnisse im Bereich der Bohrung Konrad 101

Die lithologischen Verhältnisse im Bereich der mit der Bohrung K101 aufgeschlossenen Schichten des Barrême und des Hauterive können dem Bericht der BGR (1986) [5] entnommen werden. Eine Darstellung der Verteilung der wesentlichen gesteinsbestimmenden Minerale ist in der Abbildung AII-12.1 wiedergegeben. Die Angaben zur Mineralogie wurden dem Bericht der BGR (1989) [6] entnommen.

Im Barrême sind überwiegend schluffige Ton- bis Tonmergelsteine anzutreffen. Überwiegende Tonminerale sind Muskovit/Illit und Kaolinit. In Anteilen zwischen meist 20-40 % ist Quarz dominierendes Nichttonmineral. Der Calcitgehalt nimmt generell mit der Tiefe zu,

bei gleichzeitiger Abnahme des Tonmineral- und des Quarzgehaltes (s. Abbildung AII-12.1).

Im Vergleich zum Barrême steigt der Calcitanteil in den Sedimenten des Hauterive an. Besonders im Unterhauterive ist der Calcitanteil auf Kosten der Tonmineralanteile merklich erhöht. Calcit und Quarz sowie untergeordnet Pyrit, Dolomit und Feldspat sind die wesentlichen Nichttonminerale. Muskovit/Illit und Kaolinit überwiegen bei den Tonmineralen (s. Abbildung AII-12.1).

Lithologische und mineralogische Verhältnisse im Bereich der von der 541 m-Sohle aus abgeteufte Bohrungen

Zum Vergleich mit den Ergebnissen aus dem Bereich der Bohrung K101 ist das für den Bereich der Untersuchungsbohrungen auf der 541 m-Sohle ermittelte mineralogische Profil (vgl. Abbildung AII-8.1) in der Abbildung AII-12.1 den Ergebnissen aus der K101 gegenübergestellt. Als Anhaltspunkte für die Teufenorientierung der mineralogischen Profile dienen die von der BGR ([5] und [7]) angegebenen Schichtgrenzen zwischen Unterbarrême und Oberhauterive bzw. zwischen Mittel- und Unterbarrême in der Bohrung K101 und im Schacht Konrad 2.

Der Mineralbestand stimmt in diesem Teufenbereich für die Minerale Quarz, Calcit und Kaolinit recht gut überein. Der Muskovit/Illit-Anteil ist jedoch nach den Untersuchungsergebnissen an Proben aus dem Bereich der 541 m-Sohle generell höher als in der Bohrung K101 (s. Abbildung AII-12.1). Das liegt am Einfluß der Untersuchungsmethodik und der Interpretation der "röntgenamorphen Komponente" im mineralogischen Bericht zur Bohrung K101.

Die in der Abbildung AII-12.1 für die Bohrung Konrad 101 und für den Untersuchungsbereich 541 m-Sohle/Schacht 2 dargestellten Ergebnisse mineralogischer Untersuchungen bestätigen die von der BGR (1989) [6] vorgenommene Zusammenfassung der Schichtenfolge vom Top des Oberbarrême bis zur Basis des Unterhauterive zu einem "lithologischen Block".

Tektonische Verhältnisse

Die tektonischen Verhältnisse im Bereich der Schachtanlage Konrad können dem Bericht der BGR (1988) [3] zu den gefügestatistischen Untersuchungen entnommen werden. In den Schichten des Barrême und des Hauterive liegt eine tektonische Beanspruchung vor, die i.w. auf die Entwicklung der Randsenkensysteme zurückgeführt werden kann. Daneben beeinflussen auch die alten, immer wieder aufgelebten halokinetisch bedingten Störungen wie z.B. der Bleckenstedter Sprung das tektonische Bild.

Aufgrund der reflexionsseismischen Untersuchungen (Jaritz 1985 [8] und 1989 [9]) und der Beobachtungen in der Bohrung K101, den Schächten Konrad 1 und 2 und in weiteren Bohrungen im Arbeitsgebiet kann eine gleichartige tektonische Beanspruchung in dem hier zu betrachtenden Abschnitt der Unterkreideschichten angenommen werden, die sich in der Ausbildung halbsteiler bis steiler, sich verschneidender Kluftsysteme zeigt. Die Orientierung der Kluftsysteme richtet sich im einzelnen nach der Orientierung der Störungen.

Die Extrapolation von Untersuchungsergebnissen, die im Zusammenhang mit der tektonischen Beanspruchung des Gebirges stehen, aus dem Bereich der 541 m-Sohle auf die gesamte Höhe des hier betrachteten Unterkreideabschnittes und auf das gesamte Verbreitungsgebiet dieser Schichten in der östlichen Randsenke des Salzstocks Broistedt ist demzufolge gerechtfertigt.

Festigkeits- und Verformbarkeitseigenschaften des Gebirges im Barrême und im Hauterive

Aufgrund der beschriebenen relativ einheitlichen Verhältnisse innerhalb der Schichtenfolge des Barrême und des Hauterive können die im Untersuchungsbereich 541 m-Sohle ermittelten Kennwerte zur Festigkeit und Verformbarkeit des Gebirges innerhalb des angegebenen Streubereichs als repräsentativ für die gesamte Schichtenfolge angesehen werden (vgl. Kapitel 9).

Primärspannungszustand

Der für den Untersuchungsbereich 541 m-Sohle aus den Messungen abgeleitete Primärspannungszustand (vgl. Kapitel 6.3) kann wie folgt beschrieben werden. Die größte Hauptnormalspannung ist etwa vertikal ausgerichtet und entspricht etwa dem Gewicht der Überlagerung in der jeweiligen Teufe. Die mittlere und die kleinste Hauptnormalspannung sind näherungsweise horizontal ausgerichtet und unterscheiden sich in ihrer Größe nur wenig. Das Verhältnis der Horizontalspannungen zur Vertikalspannung ist kleiner als 1 und liegt in der Größenordnung von 0,6.

Eine Extrapolation dieser Spannungsverhältnisse auf die im Hangenden und im Liegenden der Meßstellen anstehenden Bereiche des Barrême und des Hauterive ist möglich, da diese Schichten wie oben erwähnt, eine tektonische Einheit darstellen. Weiterhin gibt es keine Hinweise darauf, daß sich diese Verhältnisse nicht grundsätzlich auf das gesamte Verbreitungsgebiet des Barrême und des Hauterive übertragen lassen.

Wasserdurchlässigkeit

Innerhalb des aus den Schichten des Barrême und des Hauterive bestehenden "lithologischen Blocks" [6] ist die Wasserdurchlässigkeit generell sehr gering. Nach [2] lassen die teufenabhängigen Schwankungen des quantitativen Mineralbestands sowie die unterschiedliche Genese der Karbonate für sich genommen keinen Schluß auf die Barriereigenschaften des Gesteins zu. Vielmehr besitzt das Gestein aus mineralogisch-sedimentologischer Sicht über den gesamten untersuchten Bereich Eigenschaften, wie sie Barrieregesteine haben sollten [2].

Die Schwierigkeiten bei der Durchführung der Wasserabpreßversuche auf der 541 m-Sohle wurden im Kapitel 6.4 dieses Berichtes erläutert. Eine ausführlichere Interpretation der Ergebnisse findet sich im Teil D (Schachtverfüllung) des Berichtes.

Demnach ist die Wasserdurchlässigkeit im schachtnahen Gebirgsbereich kleiner als es die Auswertung der WD-Tests ergeben hat. Für

das vom Schacht bzw. von der Strecke unbeeinflusste Gebirge sind die Ergebnisse der hydraulischen Testarbeiten in der Bohrung K101 als repräsentativ anzusehen. Hierbei hat sich ergeben, daß die Schichten des Barrême und des Hauterive generell Durchlässigkeiten von weniger als 10^{-11} m/s besitzen (BGR 1985 [4]). Eine Untergliederung der Schichtenfolge ist im Hinblick auf die Wasserdurchlässigkeit nicht erforderlich.

Bohrlochstandsicherheit

Nach den Ausführungen in den Kapiteln 7 und 10 sind die in den Bohrungen im Untersuchungsbereich 541 m-Sohle beobachteten Bohrlochinstabilitäten auf das durch die Schichtung und die tektonische Beanspruchung geprägte Gefüge, den im Gebirge herrschenden Spannungszustand sowie auf die mineralogische Zusammensetzung der generell zum Zerfall neigenden Ton- bis Tonmergelsteine zurückzuführen.

Vergleicht man die in der Abbildung AII-12.1 dargestellten und bereits erläuterten mineralogischen Verhältnisse im Bereich der gesamten Schichtenfolge mit denen im Untersuchungsbereich, so ergibt sich i.a. eine relativ gute Übereinstimmung. Wie bereits ausgeführt, kann von einer einheitlichen tektonischen Beanspruchung innerhalb der Schichtenfolge ausgegangen werden. Demzufolge sind die im Untersuchungsbereich in den Bohrlöchern gemachten Beobachtungen hinsichtlich der Ausbrüche und des Zerfalls als repräsentativ für die gesamte hier betrachtete Schichtenfolge anzusehen. Wie in den Untersuchungsbohrungen sind auch im nicht durch diese Bohrungen aufgeschlossenen Bereich der Schichtenfolge Zonen mit ausgeprägter und mit weniger ausgeprägter Neigung zum Nachbruch zu erwarten. Generell können unverrohrte Bohrlöcher im Barrême und im Hauterive über längere Zeiträume als nicht standsicher bezeichnet werden. Die Neigung zum Nachbruch ist aufgrund des durchweg hohen Tonmineralgehaltes im mit Wasser oder wässrigen Lösungen bzw. Suspensionen gefüllten Bohrloch gegenüber dem trockenen Bohrloch deutlich erhöht.

Die Zulässigkeit der anhand der Mineralogie vorgenommenen Extrapolation der Ergebnisse zum Gesteinszerfall auf die gesamte Schich-

tenfolge des Barrême und des Hauterive wird auch durch die Ergebnisse der Zerfallsversuche an Gesteinsproben aus der Bohrung K101 bestätigt. In diesen Versuchen zeigte sich im gesamten Bereich der Unterkreide eine ausgeprägte Zerfallsneigung der Gesteine.

Aachen, den 04.12.1991



Literatur

[1]

[2]

[3]

[4]

[5]

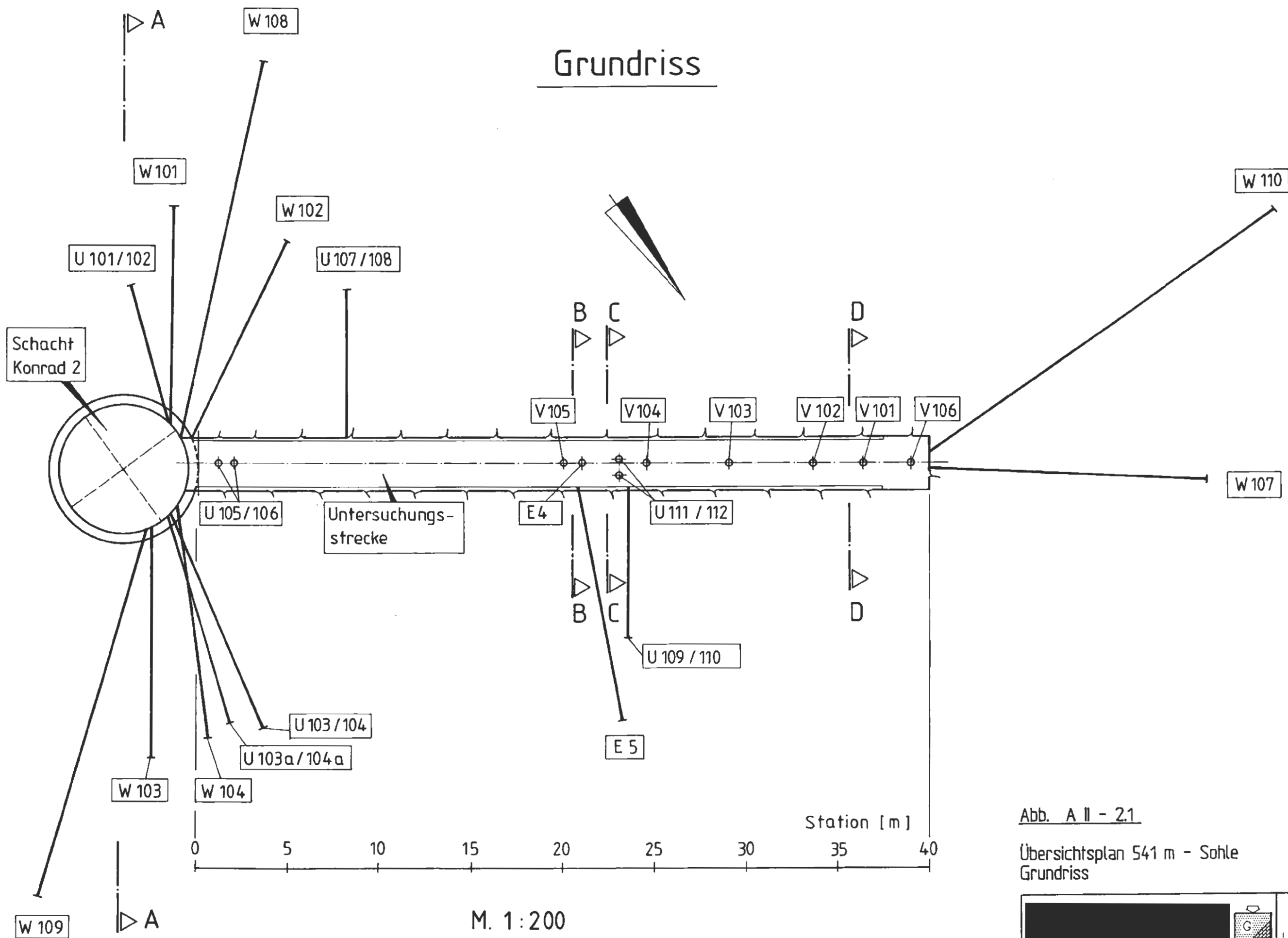
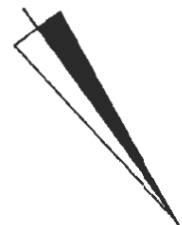
[6]

[7]

[8]

[9] Jaritz, W.: Auswertung reflexionsseismischer Messungen im Gebiet zwischen Salzgitter und Gifhorn - Ergänzungsarbeiten 1988 - BGR, Hannover 1989.

Grundriss



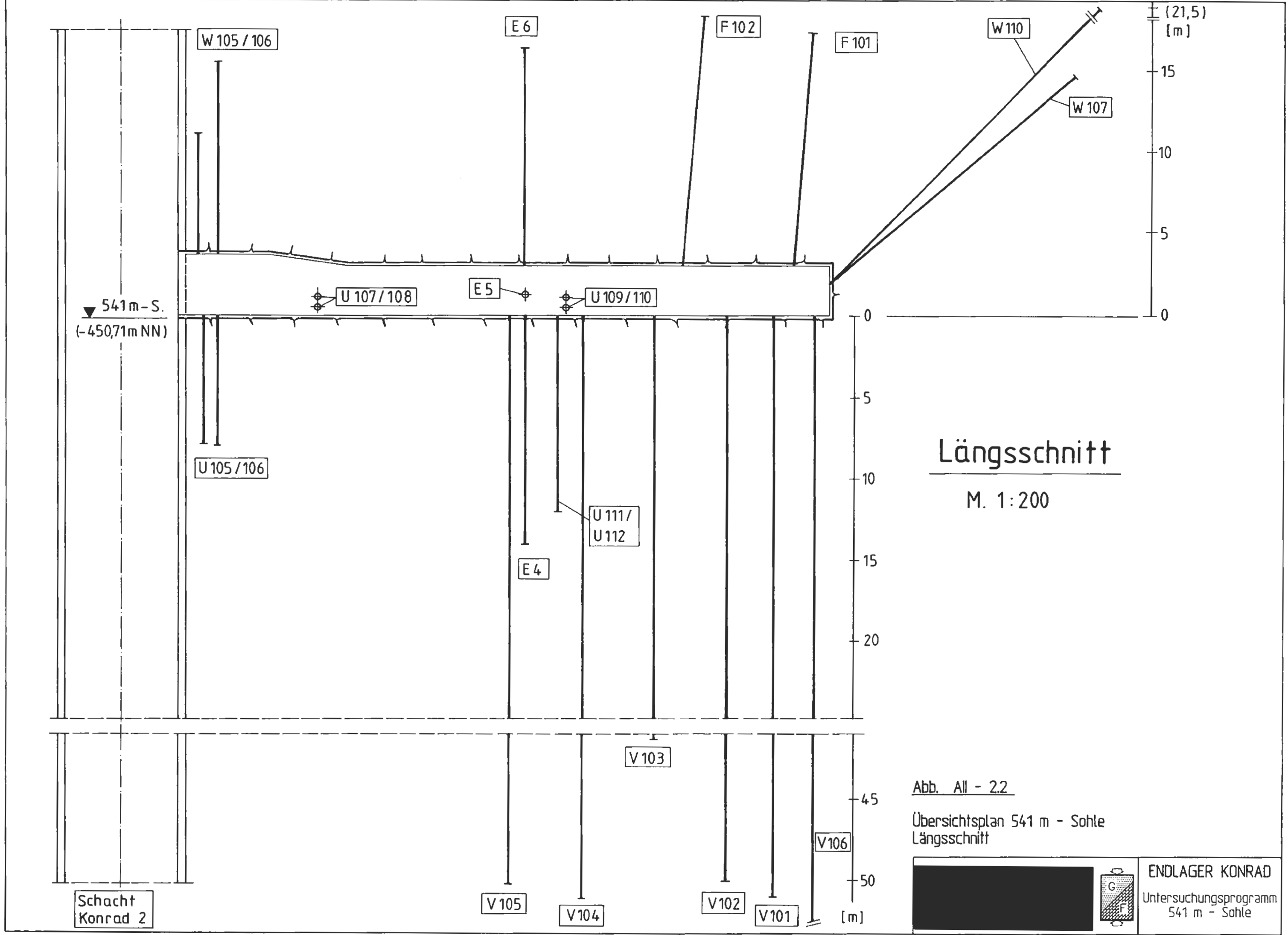
M. 1:200

Abb. A II - 2.1

Übersichtsplan 541 m - Sohle
Grundriss



ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle

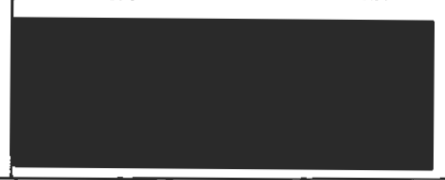


Längsschnitt

M. 1:200

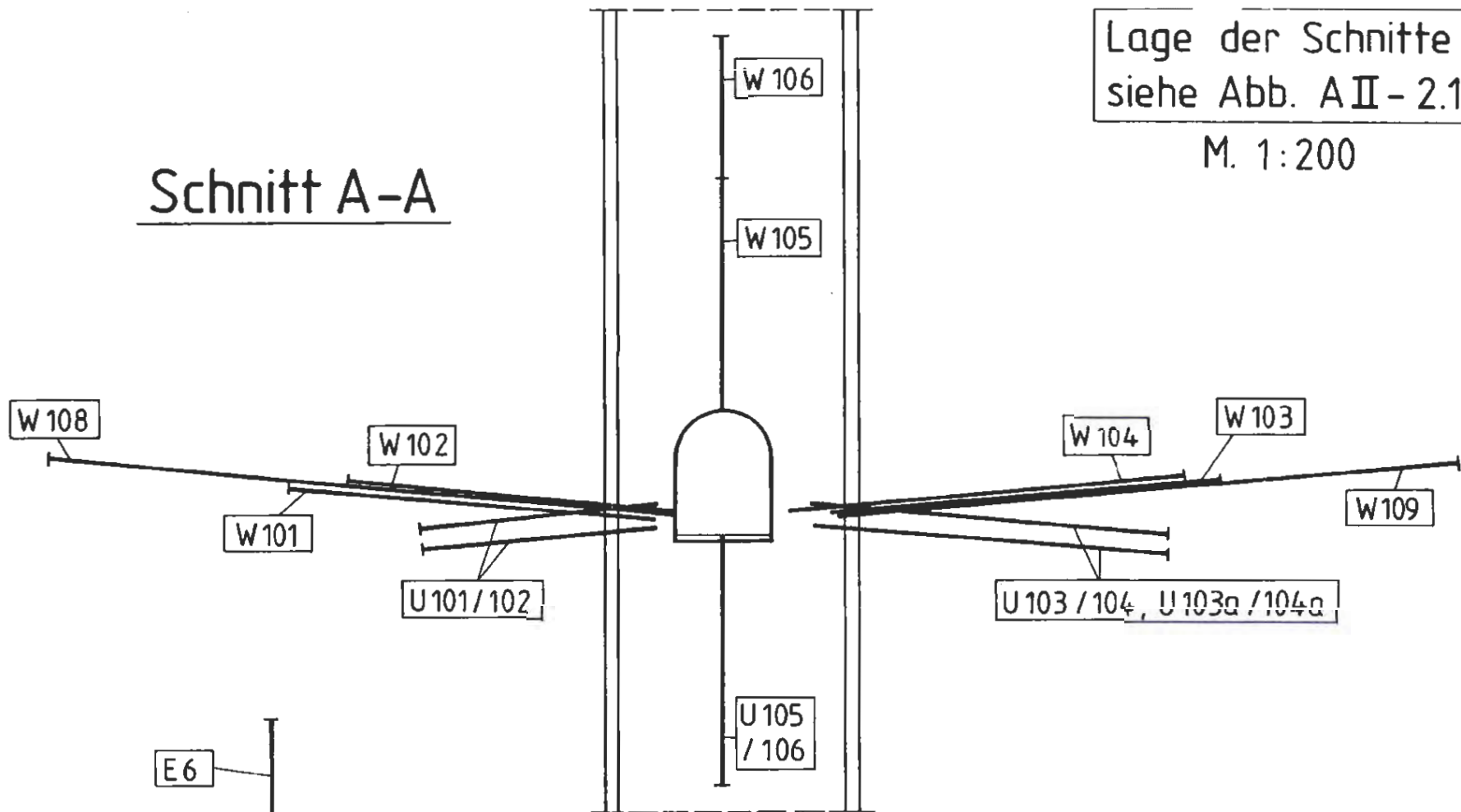
Abb. AII - 2.2

Übersichtsplan 541 m - Sohle
Längsschnitt



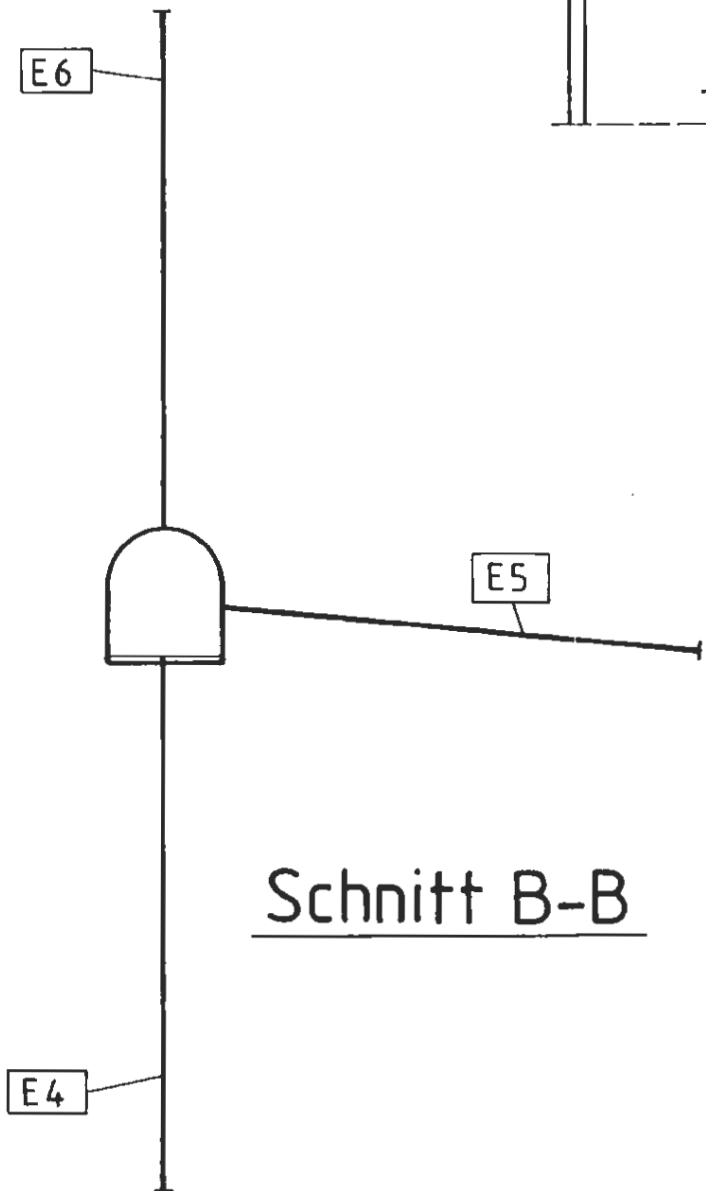
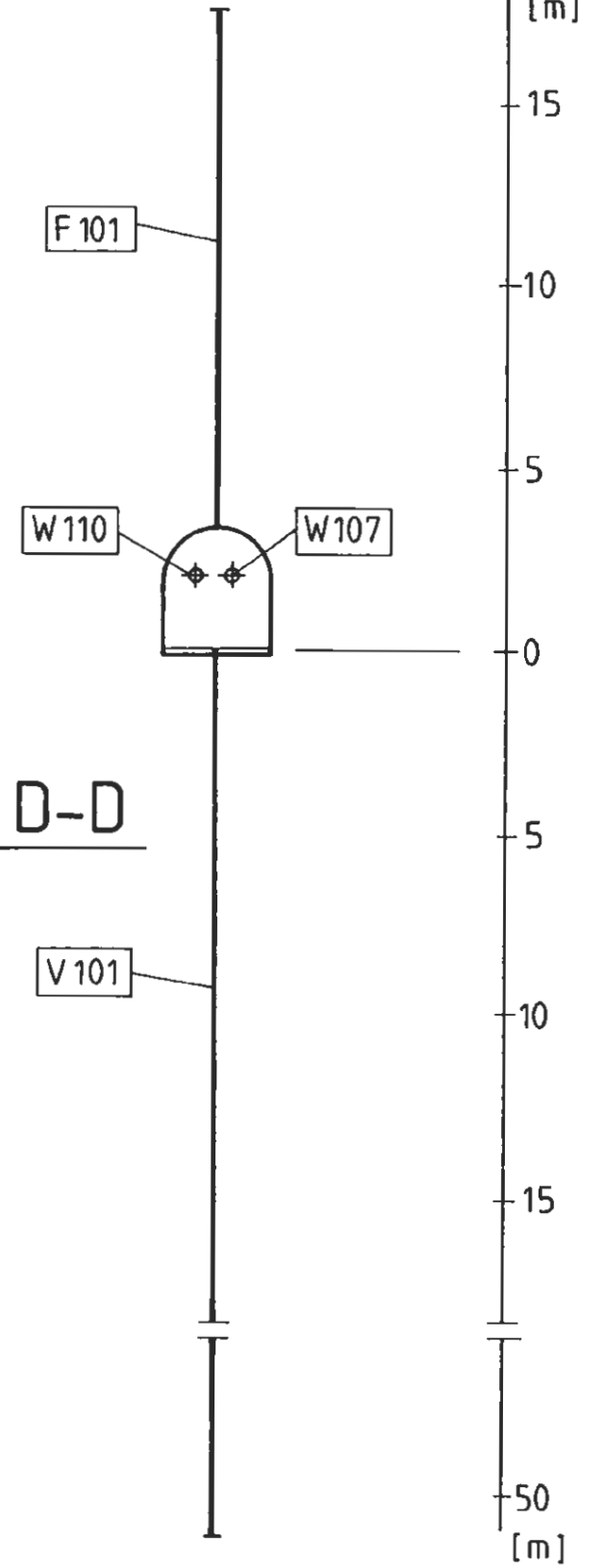
ENDLAGER KONRAD
 Untersuchungsprogramm
 541 m - Sohle

Schnitt A-A

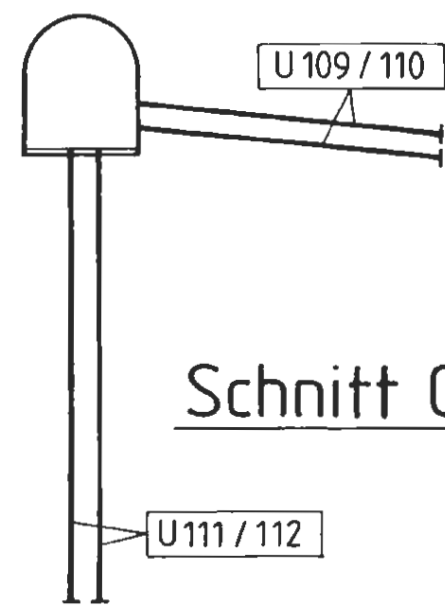


Lage der Schnitte
siehe Abb. A II - 2.1
M. 1:200

Schnitt D-D



Schnitt B-B



Schnitt C-C

Abb. A II - 2.3

Übersichtsplan 541 m - Sohle
Querschnitte



ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle

Bohrung	Neigung	Länge [m]	Bohrlochdurchmesser [mm]	Versuche im Bohrloch				
W101 W102 W103 W104	ca. 5° (steigend)	11,8 12,0 12,6 12,8	86 (Kernbohrungen)	Durchlässigkeitsversuche (Packertests) mit Wasser				
W105 W106	ca. 90° (steigend)	7,5 12,0						
W107	ca. 40° (stgnd.)	19,6						
W108 W109	ca. 5° (steigend)	21,0 21,0						
W110	ca. 40° (stgnd.)	30,4						
U101 U102 U103 U103a U104 U104a	ca. 5° (fallend)	8,0 8,1 12,6 11,8 12,5 12,0			116 (Kernbohrungen außer U109, U111, U112)	Durchschallungsversuche mit Ultraschall		
U105 U106		ca. 90° (fallend)					8,0 7,8	
U107 U108 U109 U110		ca. 5° (fallend)					7,8 8,0 8,0 8,0	
U111 U112							ca. 90° (fallend)	12,0 12,0
E4 E5 E6							ca. 90° (falld.) ca. 5° (falld.) ca. 90° (stgnd.)	14,0 12,7 13,5
F101 F102			ca. 85° (steigend)	14,5 15,5			Primärspannungsmessungen nach der Überbohrmethode (Pilotloch Ø 38 mm)	

Bohrung	Neigung	Länge [m]	Bohrlochdurchmesser [mm]	Versuche im Bohrloch
V101	ca. 90° (fallend)	51,0	146 (Vollbohrung)	Befüllung mit Salzwasser aus dem Hils-sandstein *)
V102	ca. 90° (fallend)	49,0/ 50,0	86/146 (Kern-/ Vollbohrung)	Dilatometerversuche. Nach Versuchdurchführung Aufweitung auf 146 mm. Befüllung mit Süßwasser*)
V103	ca. 90° (fallend)	40,6	146 (Vollbohrung)	Befüllung mit Dickspülung *)
V104	ca. 90° (fallend)	51,0	146 (Kernbohrung)	ohne Befüllung *)
V105	ca. 90° (fallend)	50,2	146 (Vollbohrung)	ohne Befüllung *)
V106	ca. 90° (fallend)	55,5	146 (Vollbohrung)	

*) Beobachtung des Zerfalls bzw. der Bohrlochinstabilitäten in den Bohrungen V101-V105 mit Kalibersonden (mechanisch, akustisch) und einer Fernsehsonde. Messung des Nachfall- und Wasserspiegels durch Lotungen.

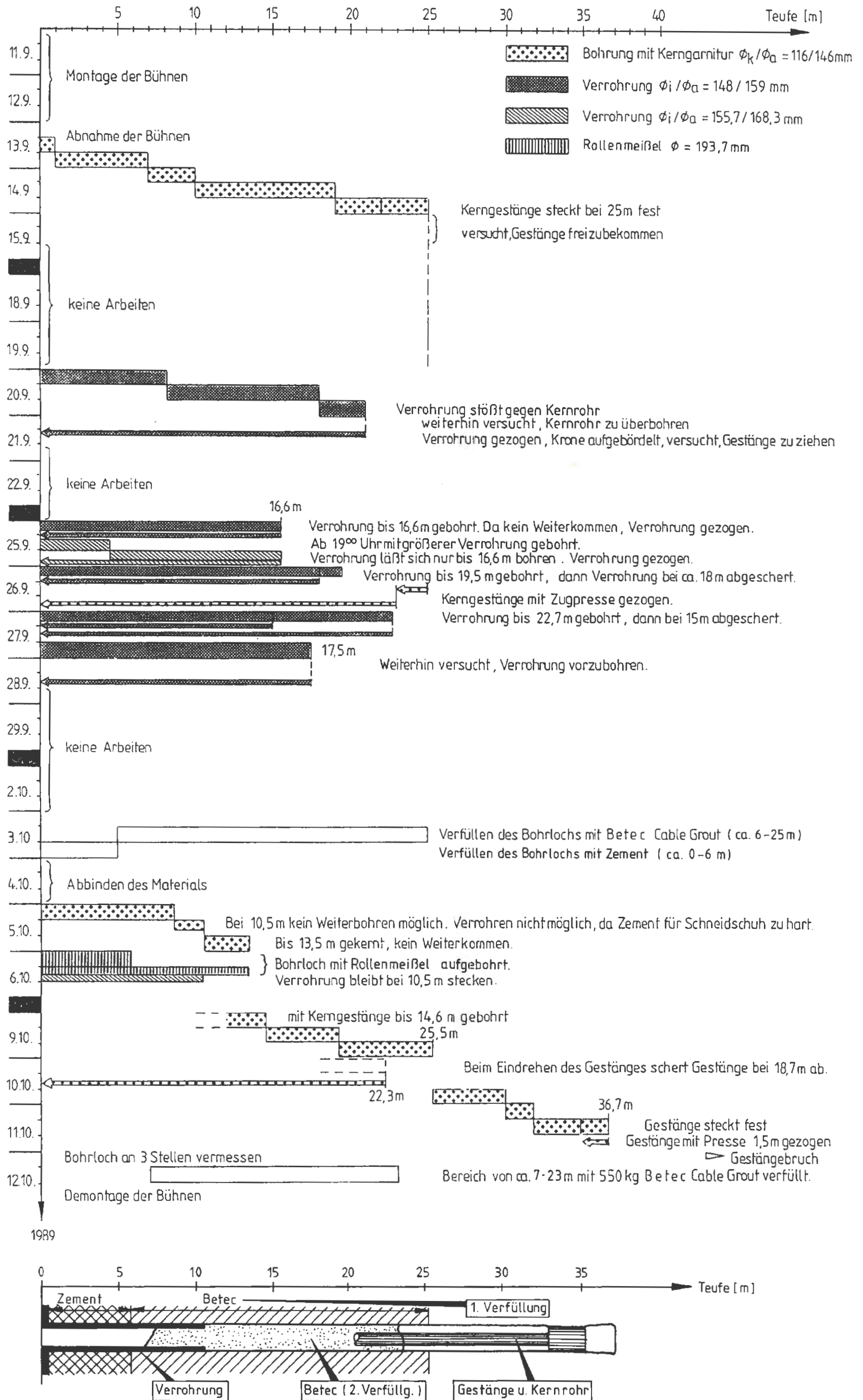
Abb. A II - 24

Untersuchungsbohrungen 541 m - Sohle
Tabellarische Übersicht



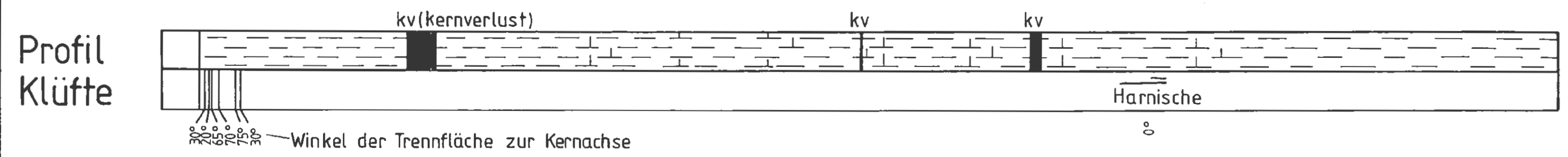
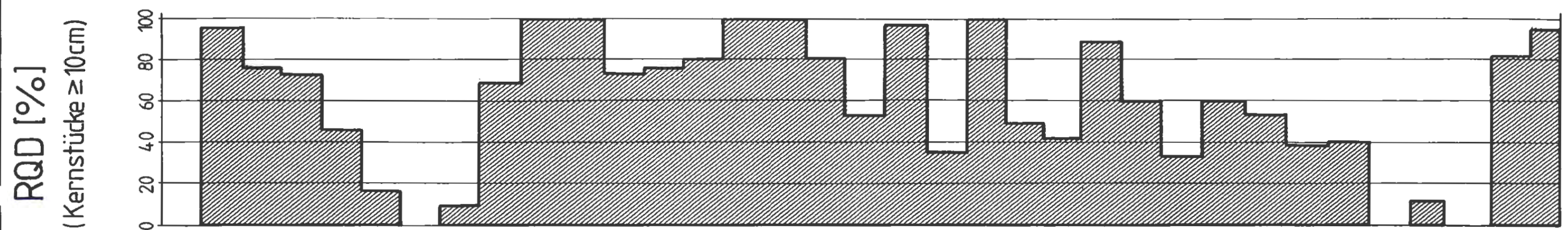
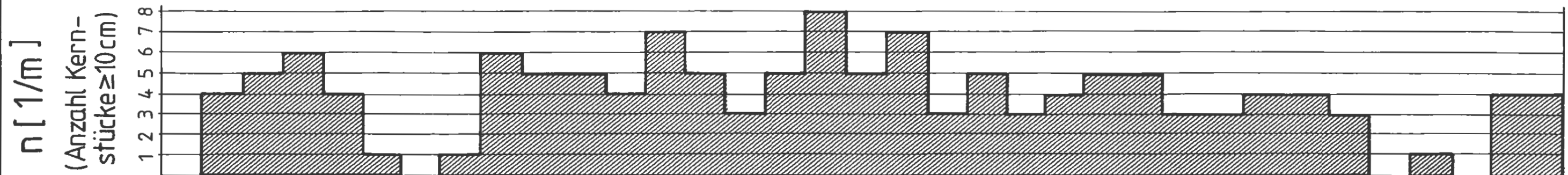
ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle

Ansatzhöhe der Bohrung : 539,90 m u. RHB Schacht Konrad 2
 (± -449,61 m NN)
Richtung der Bohrung : ca. 306°
Steigung der Bohrung : ca. 1,7°



Zustand bei Beendigung der Bohrarbeiten

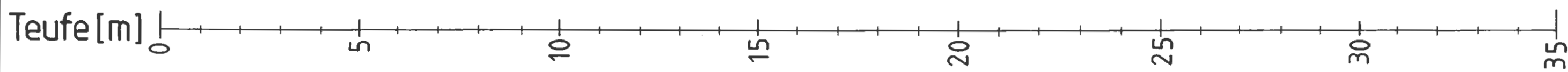
Abb. A11-31
Streckenbohrung B 10
Zeitablauf der Bohrarbeiten



Lithologie

Schachtmauerung

dunkelgrauer - schwarzgrauer schluffiger Tonstein, örtlich Ton - / Tonmergelstein
 stark schwankender Karbonatgehalt von 2-22% (i.M. ca. 8,5%)
 Pyrit, Glimmer und kohlige Partikel in wechselnden Anteilen



-horizontale Schichtung || Bohrachse
 i. a. bioturbates Gefüge des Gesteins

Abb. AII - 3.2
 Streckenvorbohrung B 10
 Bohrergergebnisse

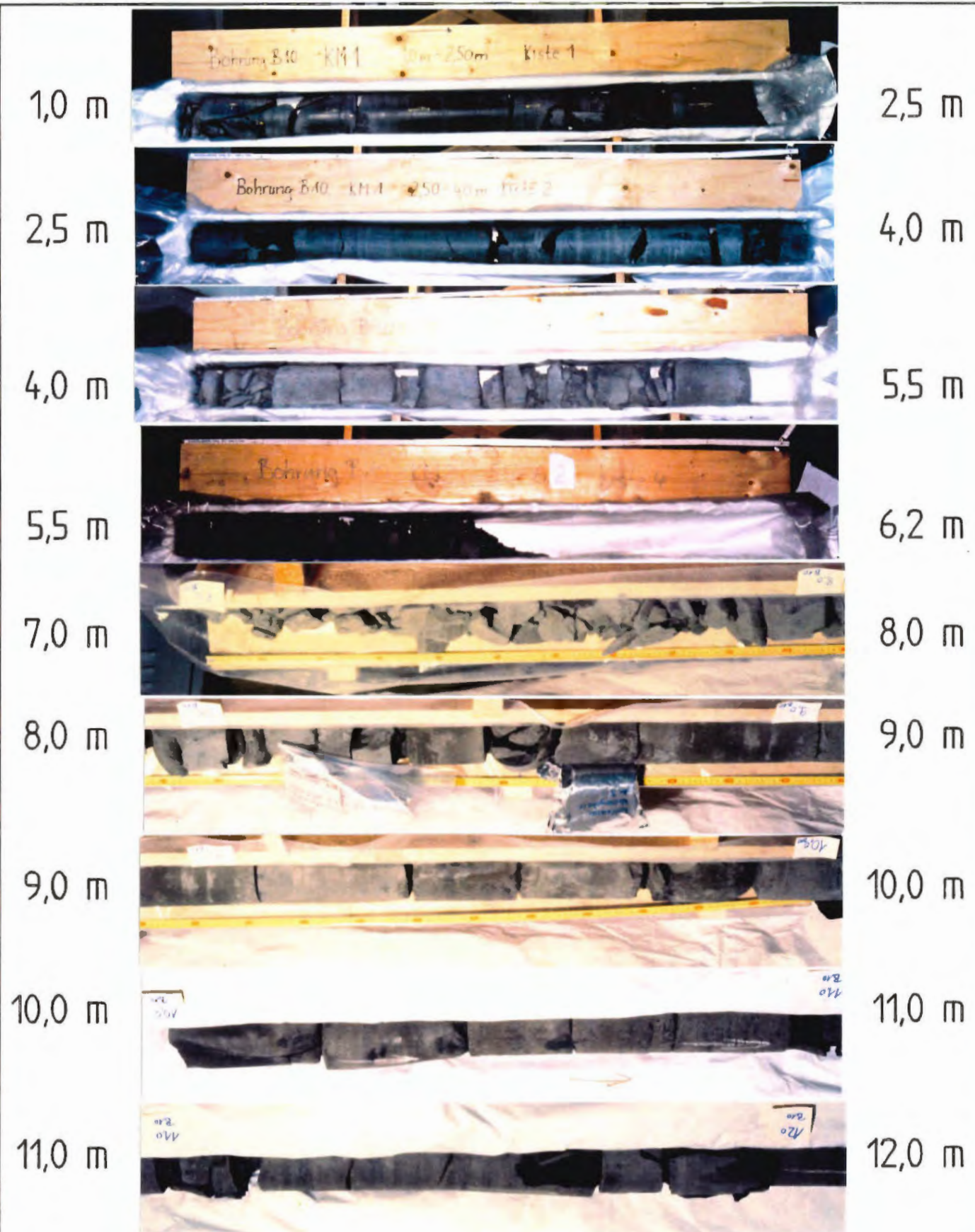


Abb. A II - 3.3.1

Streckenvorbohrung B 10
Bohrkernfotos 1,0 - 12,0 m



ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle

12,0 m



13,0 m

13,0 m



14,5 m

14,5 m



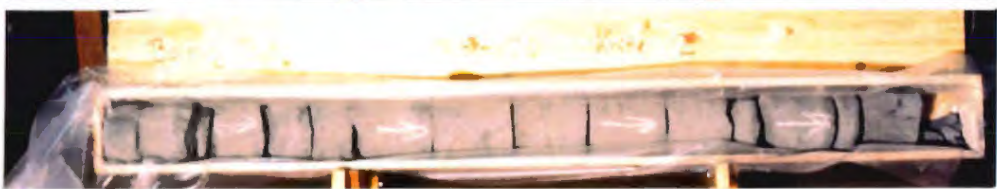
16,0 m

16,0 m



17,5 m

17,5 m



19,0 m

19,0 m



20,5 m

20,5 m



21,7 m

22,0 m



23,4 m

23,4 m



25,0 m

Abb. A II - 3.3.2

Streckenvorbohrung B 10
Bohrkernfotos 12,0 - 25,0 m



ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle

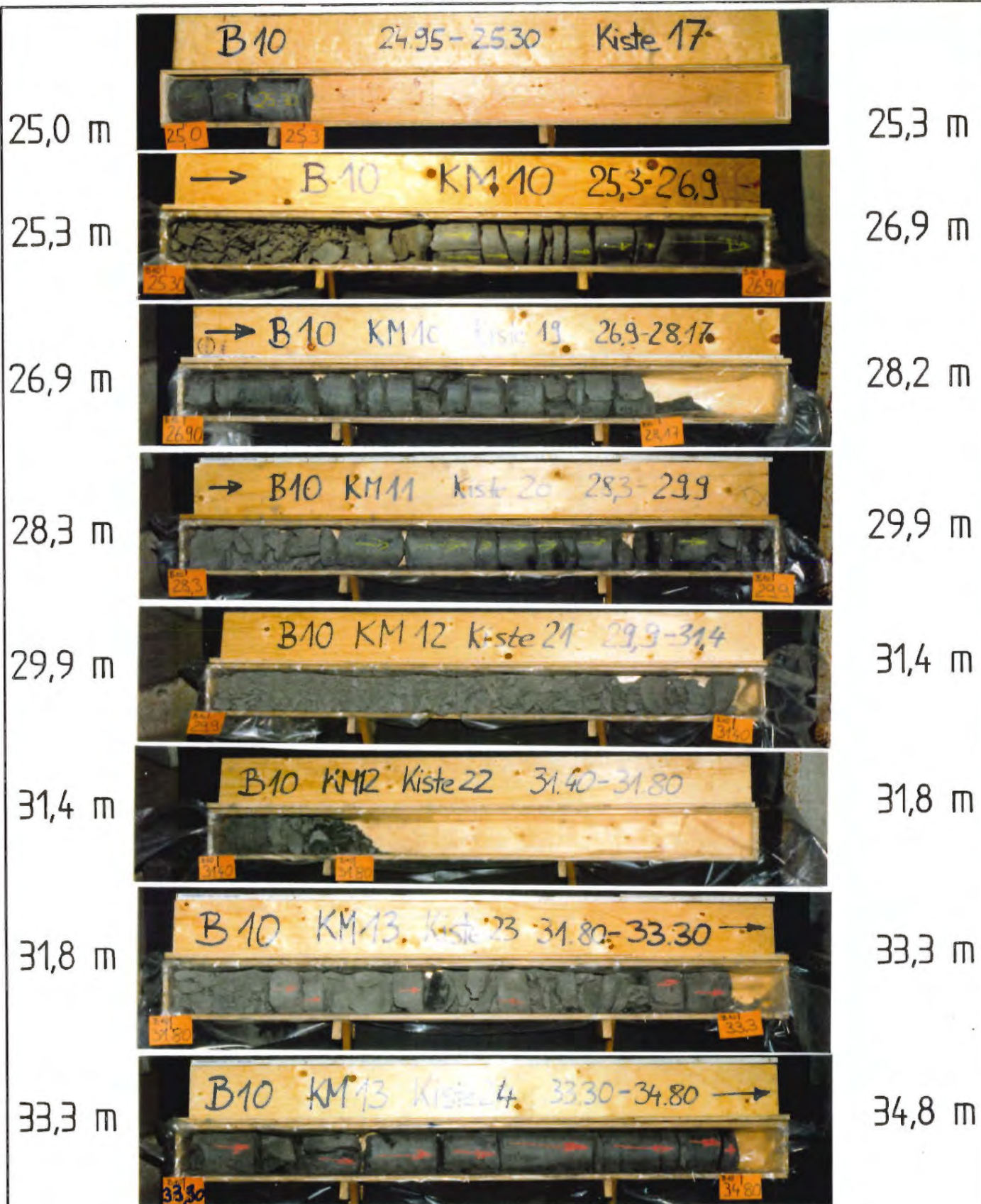


Abb. A II - 3.3.3

Streckenvorbohrung B 10
Bohrkernfotos 25,0 - 34,8 m



ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle



Station 5,0 m



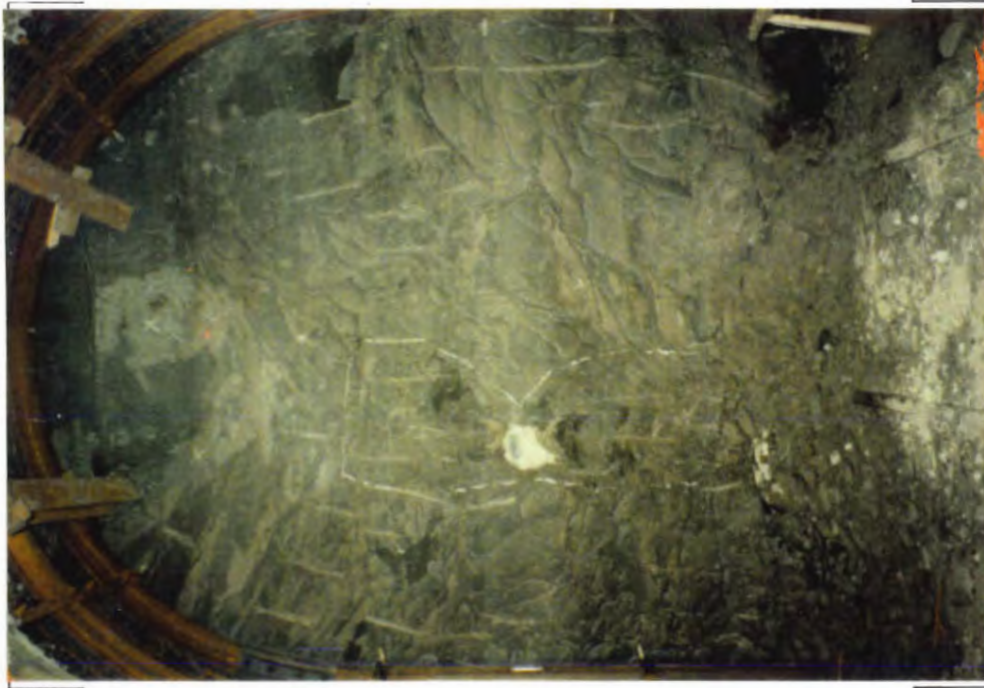
Station 3,1 m

Abb. A II - 3.4

Streckenvorbohrung B 10
Fotodokumentation während des Streckenvortriebs,
Stat. 3,1 und 5,0 m



ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle



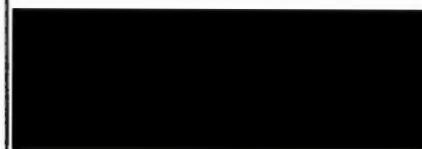
Station 9,8 m



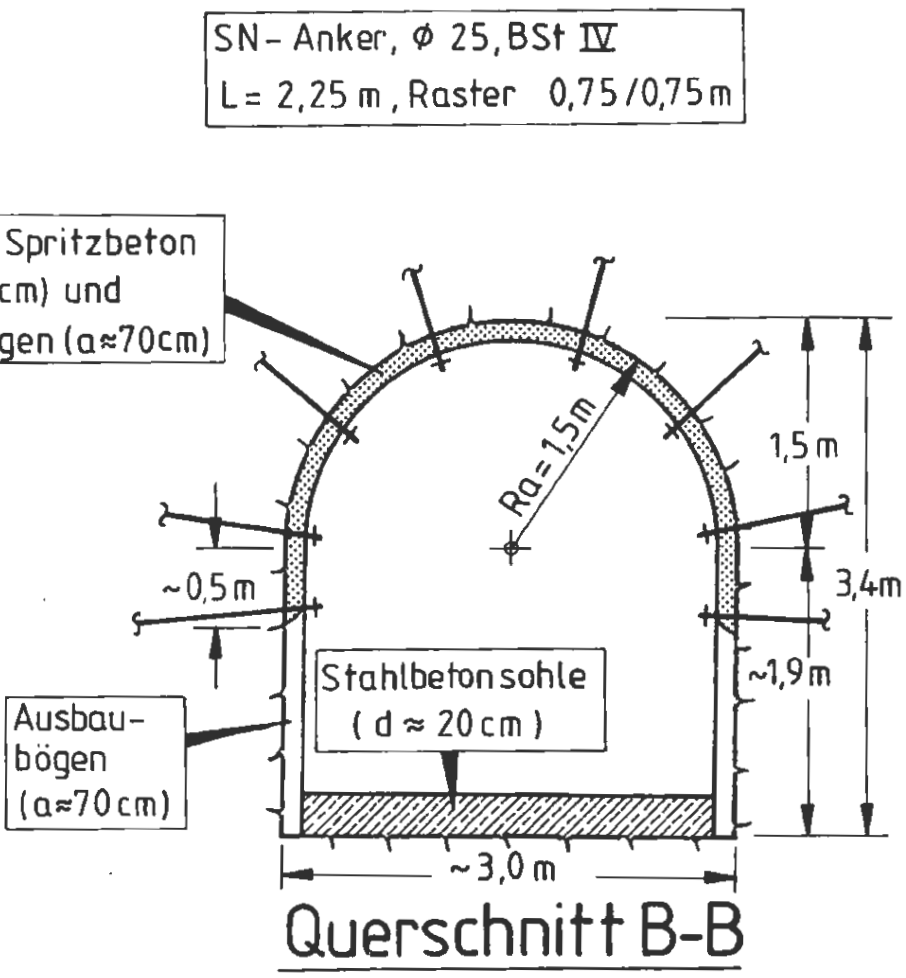
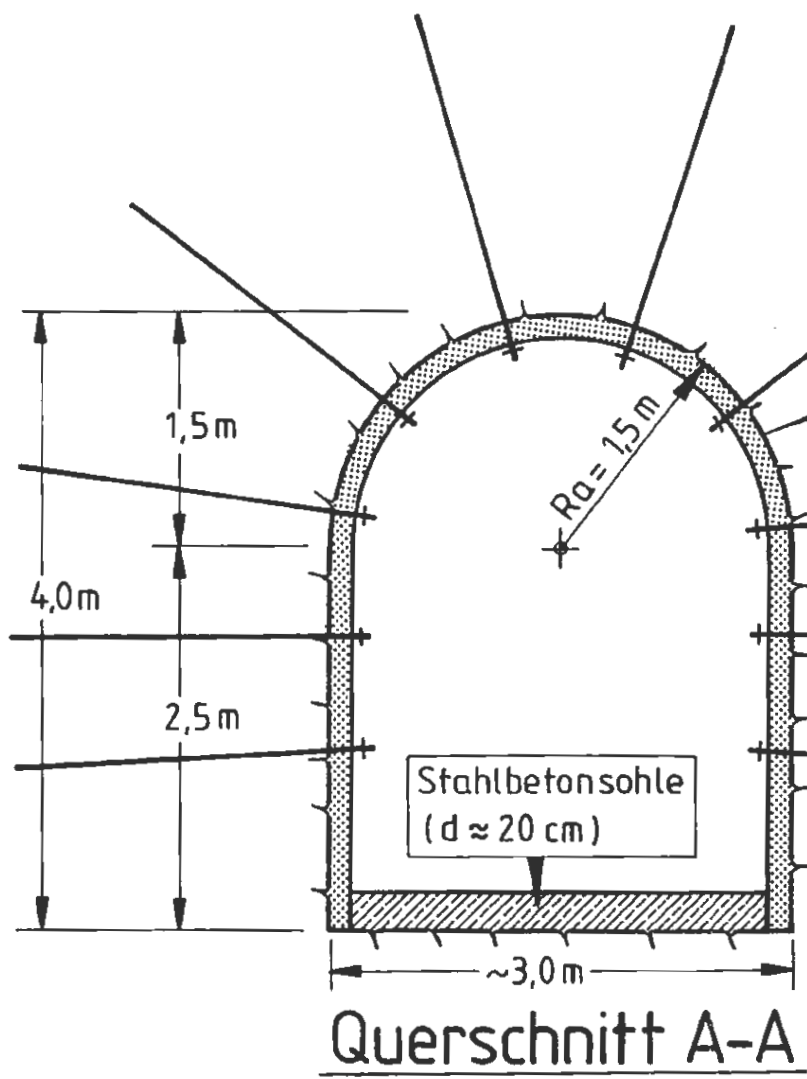
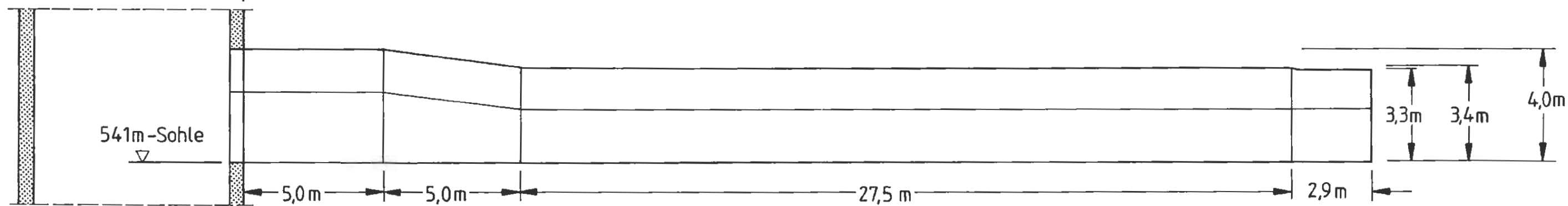
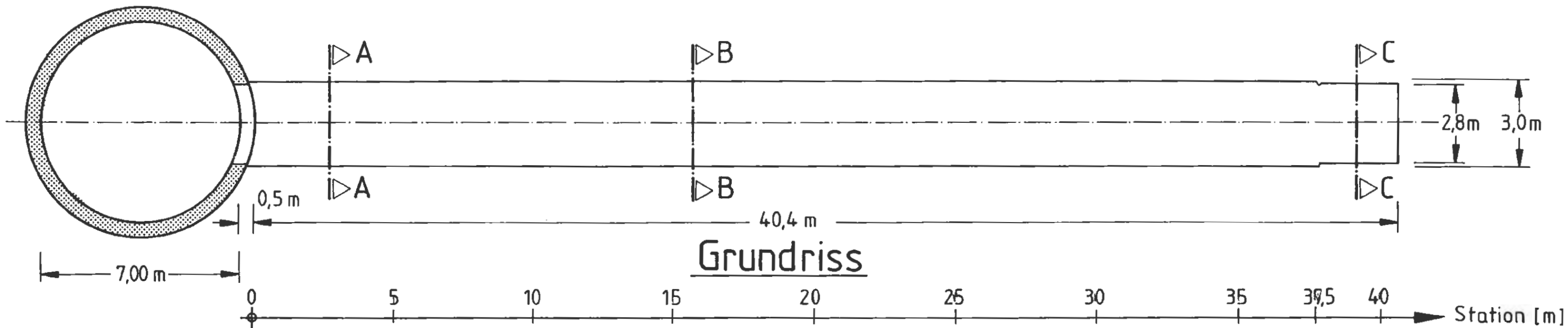
Station 6,0 m

Abb. A II - 3.5

Streckenvorbohrung B 10
 Fotodokumentation während des Streckenvortriebs,
 Stat. 6,0 und 9,8 m



ENDLAGER KONRAD
 Untersuchungsprogramm
 541 m - Sohle



SN- Anker, ϕ 25, BSt IV
L = 2,25 m, Raster 0,75 / 0,75 m

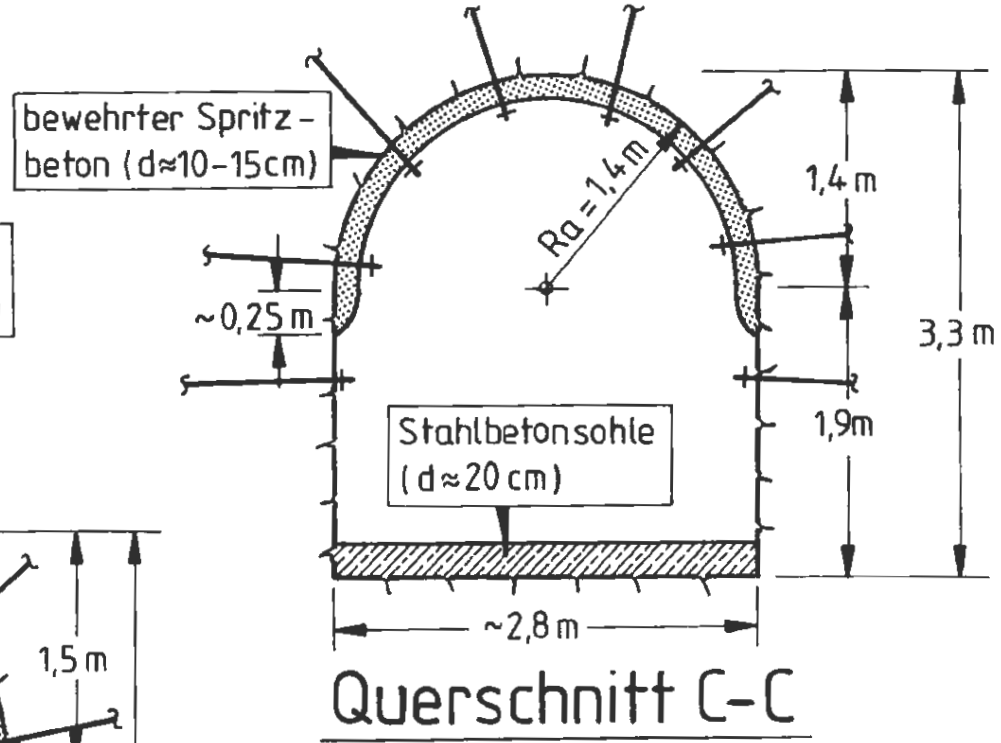


Abb. A II - 4.1

Untersuchungsstrecke 541 m - Sohle
Streckenquerschnitte und Sicherung



ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle

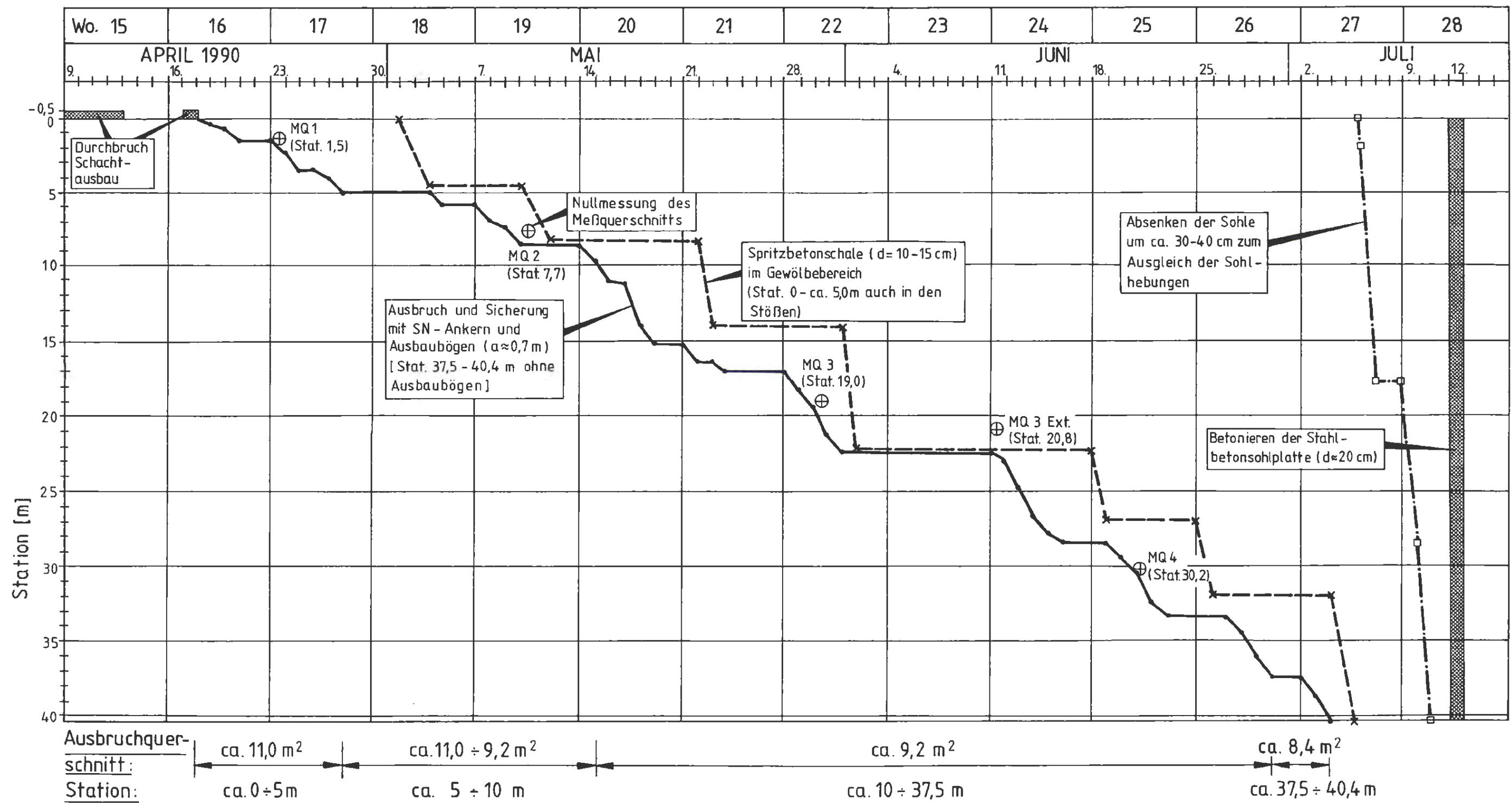

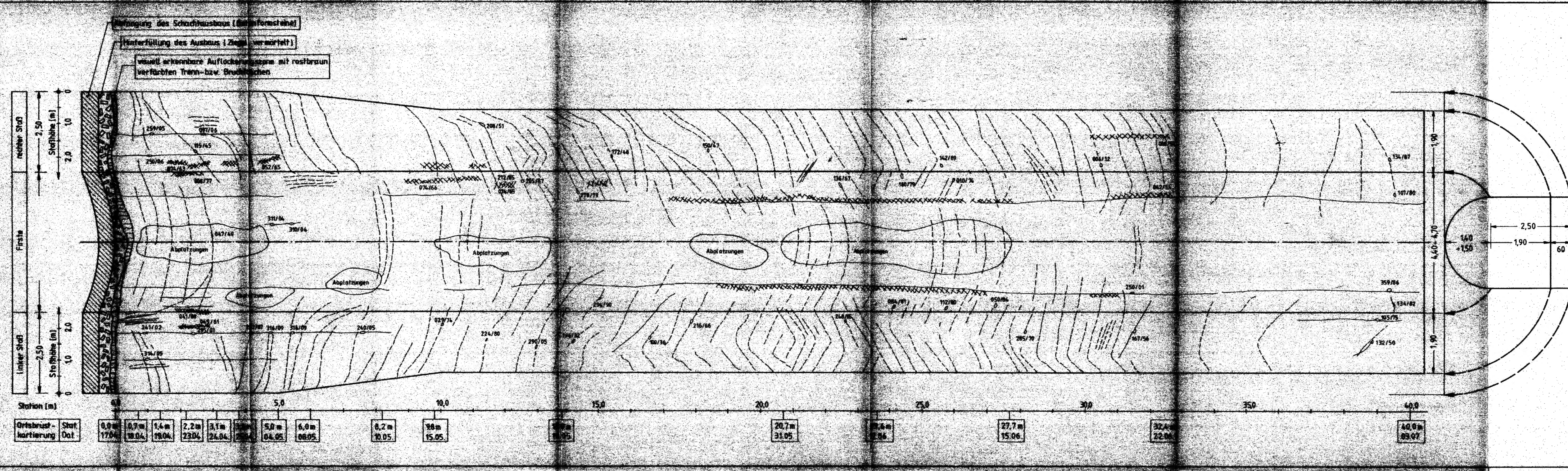


Abb. A II - 4.2

Untersuchungsstrecke 541 m - Sohle
 Zeitlicher Ablauf der Ausbruchs- und
 Sicherungsarbeiten

		ENDLAGER KONRAD Untersuchungsprogramm 541 m - Sohle
--	---------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------



Legende zur Kartierung

- Ausbiß von eindeutig erkennbaren Klüften oder Schichtfugen (primäre Trennflächen)
- Ausbiß von nicht eindeutig zuzuordnenden Klüften oder Neubrüchen
- Harnische
- Meßstelle mit Raumstellung der Trennfläche (Altgrad)
- α_F Richtung des Einfallens
- β Fallwinkel

Lageskizze (Grundriß)

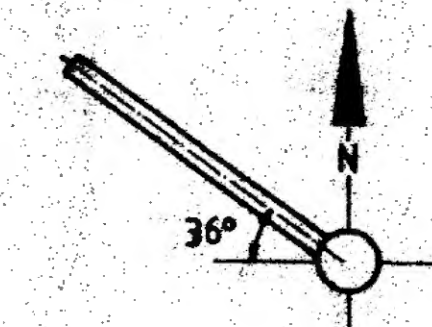
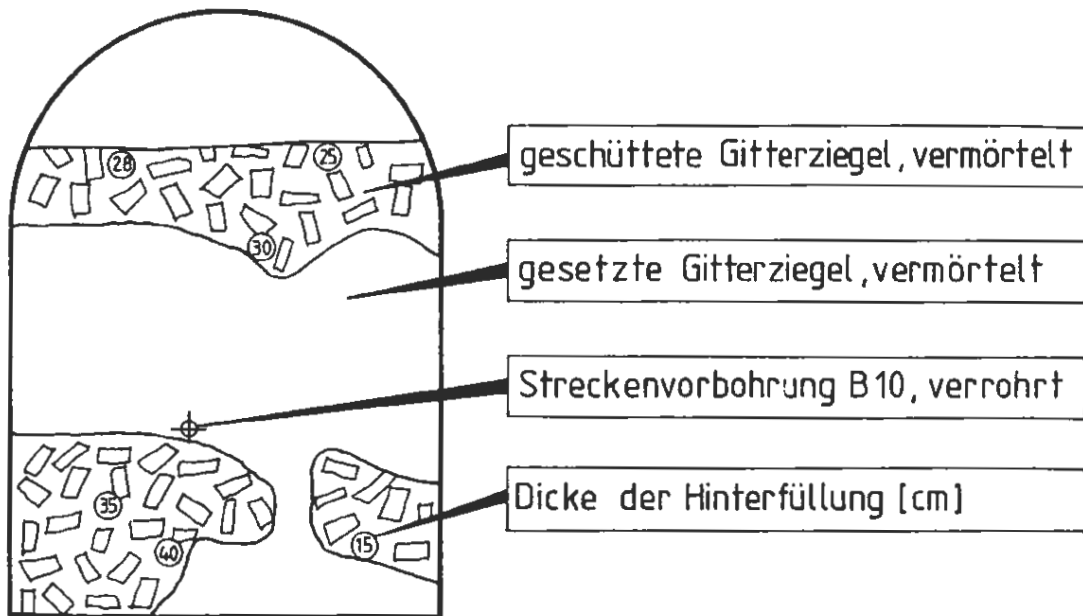
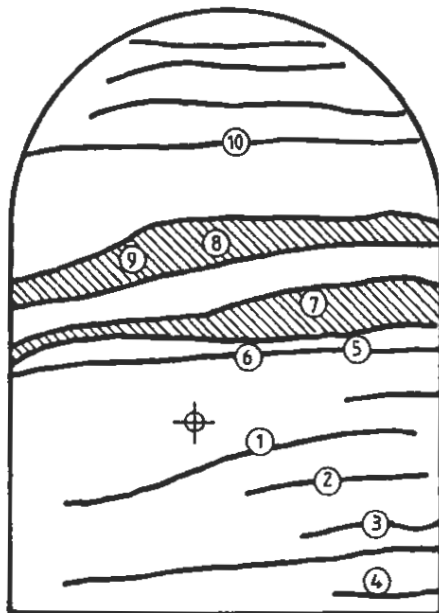


Abb. AII - 43
 Untersuchungsstrecke 541m-Sohle
 Kartierung der Stöße und der Firsie



Station 0,0 m (Ausbauhinterfüllung)



Station 0,7 m

- Ausbruchsflächen
- Schichtfugen
- engständige Klüftung

Raumstellung der ein-
gemessenen Trennflächen:

Nr.	α_F / β
1	348/14
2	322/07
3	340/32
4	317/30
5	121/01

Nr.	α_F / β
6	335/05
7	023/65
8	021/50
9	015/59
10	154/15

Abb. AII - 4.4

Untersuchungsstrecke 541m-Sohle

Ortsbrustkartierungen

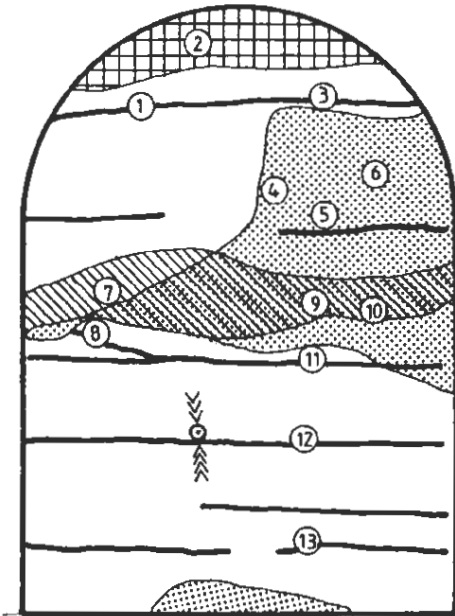
Stationen 0,0m und 0,7m



ENDLAGER KONRAD

Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle

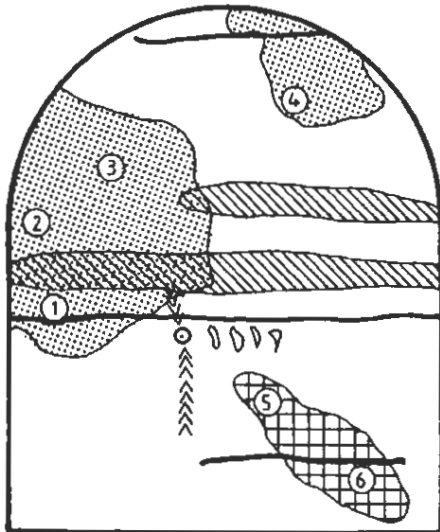
Raumstellung der ein-
gemessenen Trennflächen:



Station 3,1 m

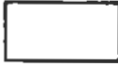


Nr.	α_F/β
1	277/10
2	047/40
3	162/06
4	081/80
5	108/88
6	101/70
7	007/45

Nr.	α_F/β
8	355/29
9	012/55
10	009/70
11	273/01
12	321/04
13	305/02



Station 8,2 m

Nr.	α_F/β
1	258/05
2	010/64
3	075/80
4	295/80
5	167/46
6	167/76

-  Ausbruchsflächen
-  Schichtfugen
-  engständige Klüftung

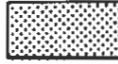

-  raue unebene Trennflächen
(Klüfte oder Neubrüche)
-  glatte, ebene Trennflächen
(Klüfte oder Neubrüche)

Abb. AII - 4.5

Untersuchungsstrecke 541m - Sohle

Ortsbrustkartierungen

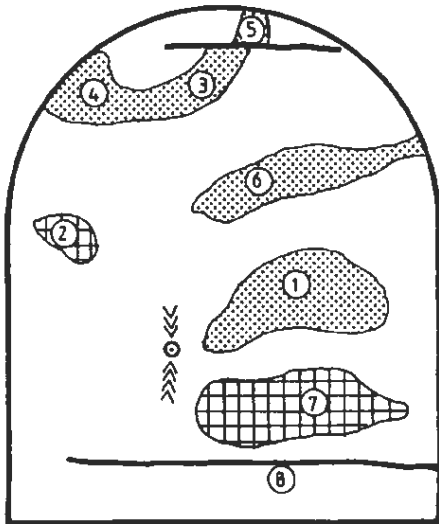
Stationen 3,1m und 8,2 m



ENDLAGER KONRAD

Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle

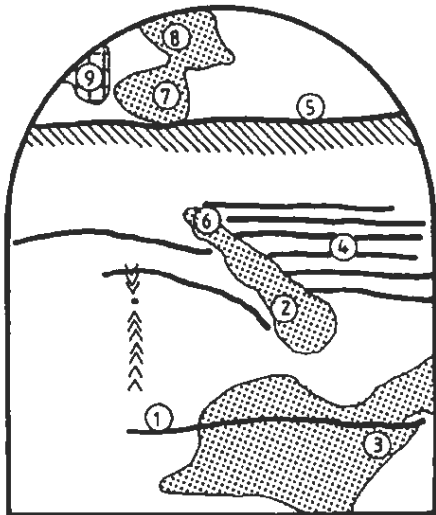
Raumstellung der ein-
gemessenen Trennflächen:



Station 13,9 m

Nr.	α_F/β
1	157/50
2	106/69
3	297/85
4	288/44

Nr.	α_F/β
5	310/61
6	141/51
7	157/54
8	285/04



Station 20,7 m

Nr.	α_F/β
1	300/06
2	146/50
3	181/56
4	276/74
3	260/05

Nr.	α_F/β
6	286/72
7	264/85
8	237/50
9	298/89

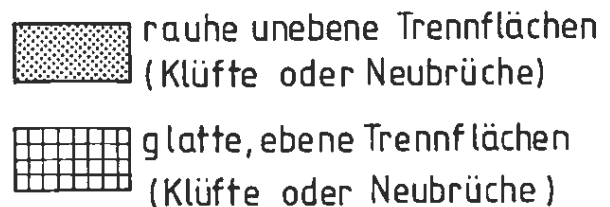
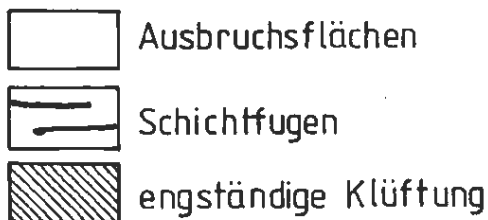
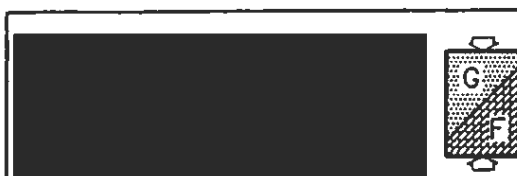


Abb. AII - 4.6

Untersuchungsstrecke 541 m - Sohle

Ortsbrustkartierungen

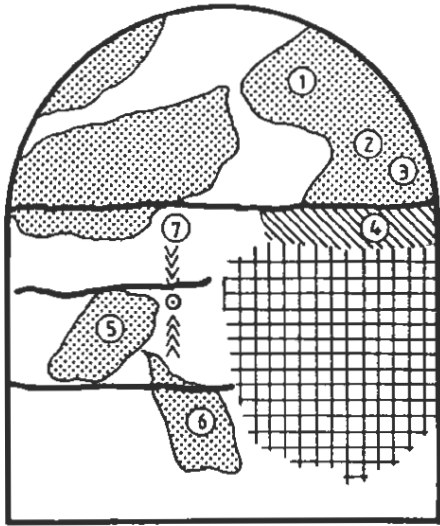
Stationen 13,9 m und 20,7 m



ENDLAGER KONRAD

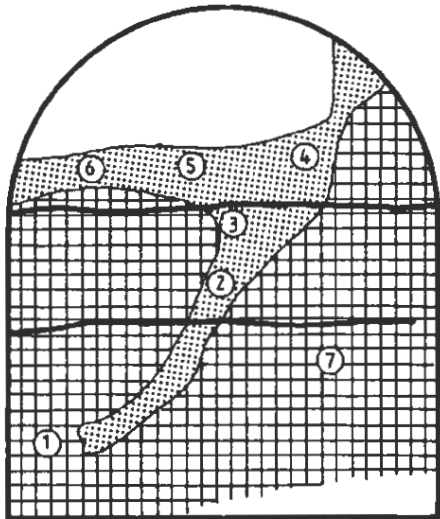
Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle

Raumstellung der ein-
gemessenen Trennflächen:




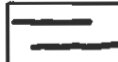

Station 32,4 m

Nr.	α_F / β
1	296/61
2	160/60
3	167/60
4	030/70
5	103/89
6	094/69
7	320/01



Station 40,0 m

Nr.	α_F / β
1	129/79
2	101/76
3	295/82
4	330/67
5	315/53
6	310/39
7	165/85

-  Ausbruchflächen
-  Schichtfugen
-  engständige Klüftung



-  raue unebene Trennflächen
(Klüfte oder Neubrüche)
-  glatte, ebene Trennflächen
(Klüfte oder Neubrüche)

Abb. AII - 4.7

Untersuchungsstrecke 541 m - Sohle

Ortsbrustkartierungen

Stationen 32,4 m und 40,0 m



ENDLAGER KONRAD

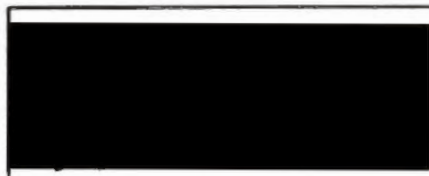
Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle



Station 0,0 m (Ausbauhinterfüllung)

Abb. A II - 4.8

Untersuchungsstrecke 541 m - Sohle
 Fotodokumentation
 Ortsbrust Station 0,0 m



ENDLAGER KONRAD
 Untersuchungsprogramm
 541 m - Sohle



oberer Teil

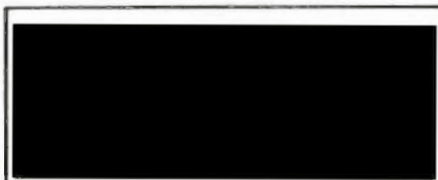


unterer Teil

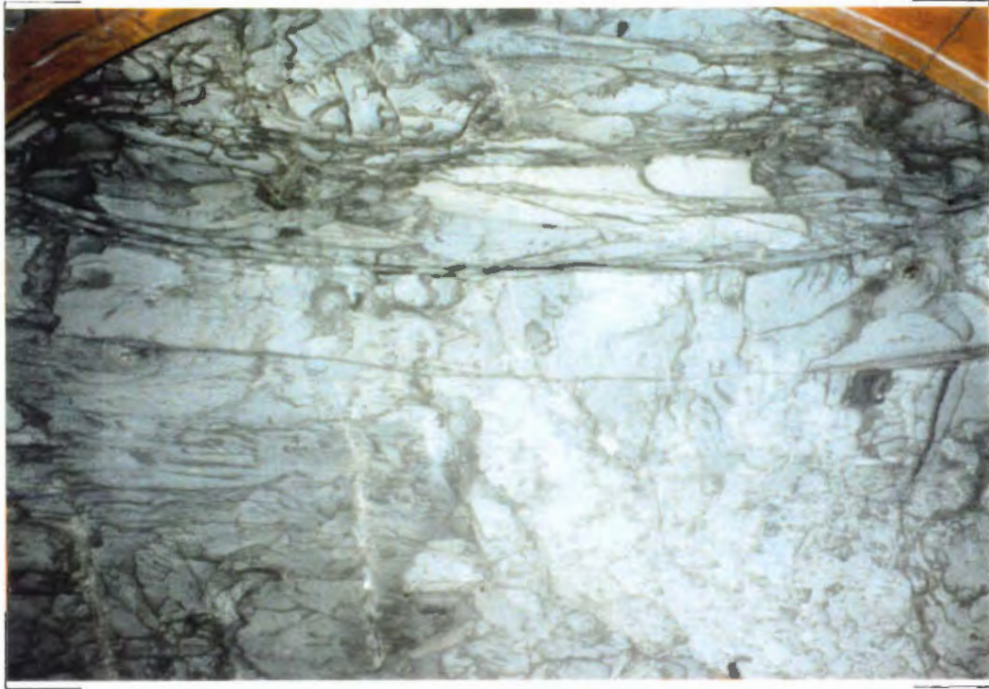
Linker Stoß, Station 0 - ca. 1,5 m

Abb. A II - 4.9

Untersuchungsstrecke 541 m - Sohle
 Fotodokumentation
 linker Stoß Station 0 - 1,5 m



ENDLAGER KONRAD
 Untersuchungsprogramm
 541 m - Sohle



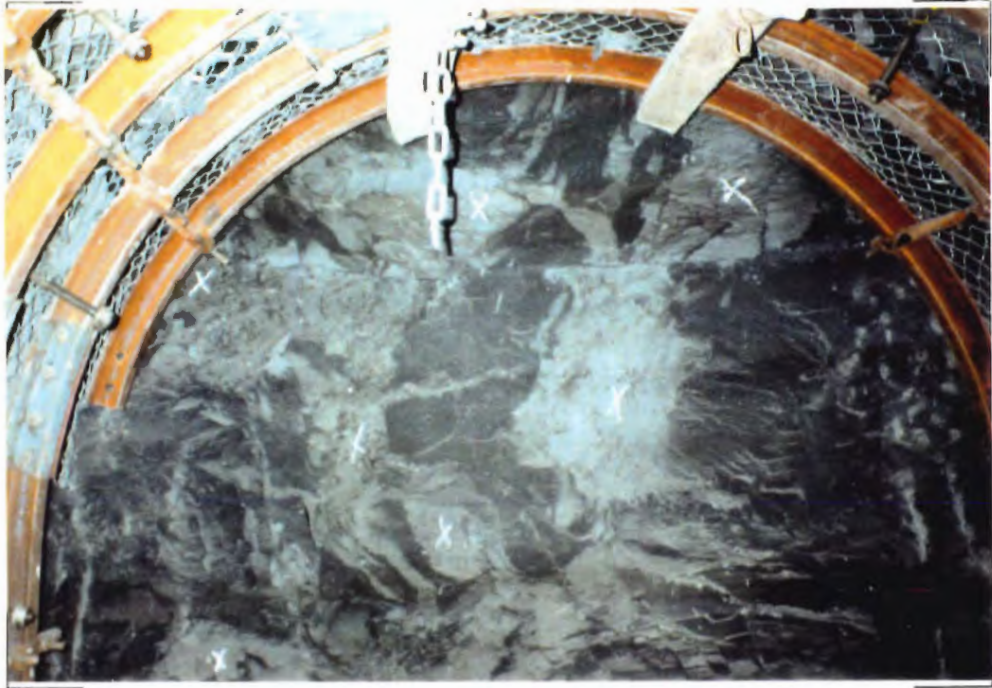
Station 2,2 m

Abb. A II - 4.10

Untersuchungsstrecke 541 m - Sohle
Fotodokumentation
Ortsbrust Station 2,2 m



ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle



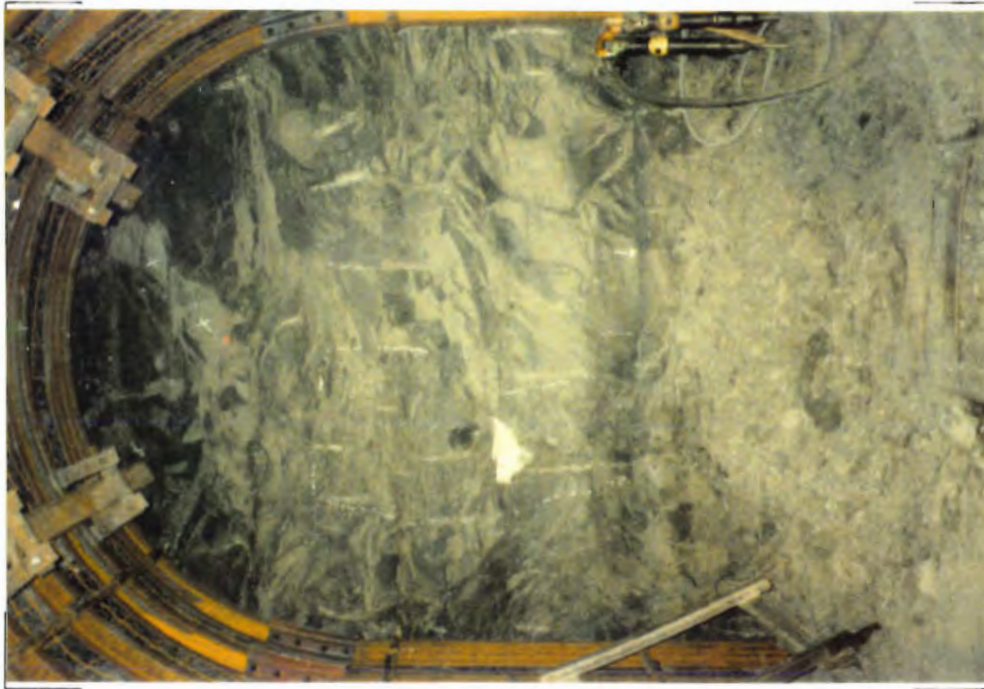
Station 5,0 m

Abb. A II - 4.11

Untersuchungsstrecke 541 m - Sohle
Fotodokumentation
Ortsbrust Station 5,0 m



ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle



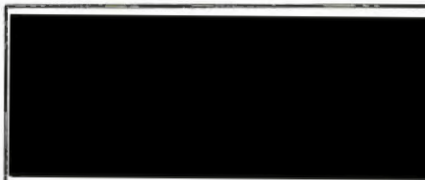
Station 13,9 m



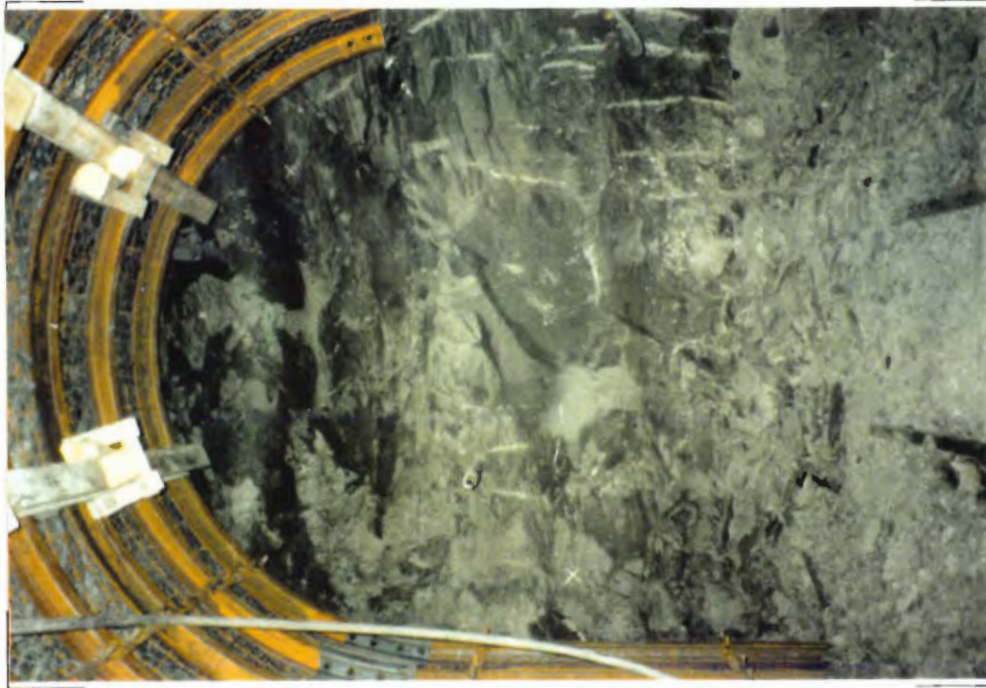
Station 6,0 m

Abb. A II - 4.12

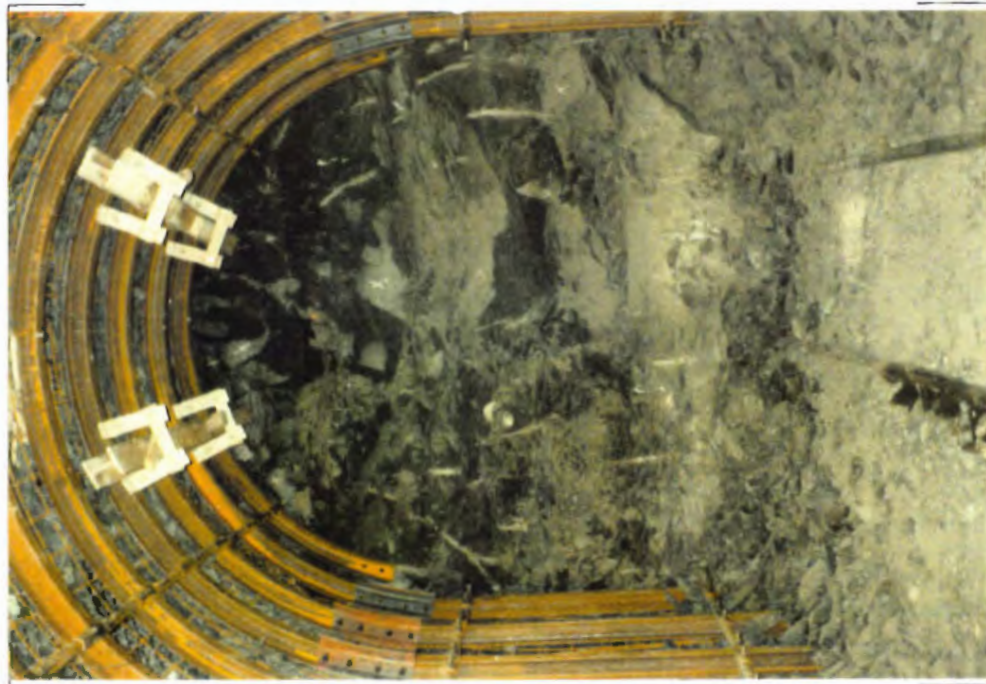
Untersuchungsstrecke 541 m - Sohle
 Fotodokumentation
 Ortsbrust Stationen 6,0 und 13,9 m



ENDLAGER KONRAD
 Untersuchungsprogramm
 541 m - Sohle



Station 27,7 m



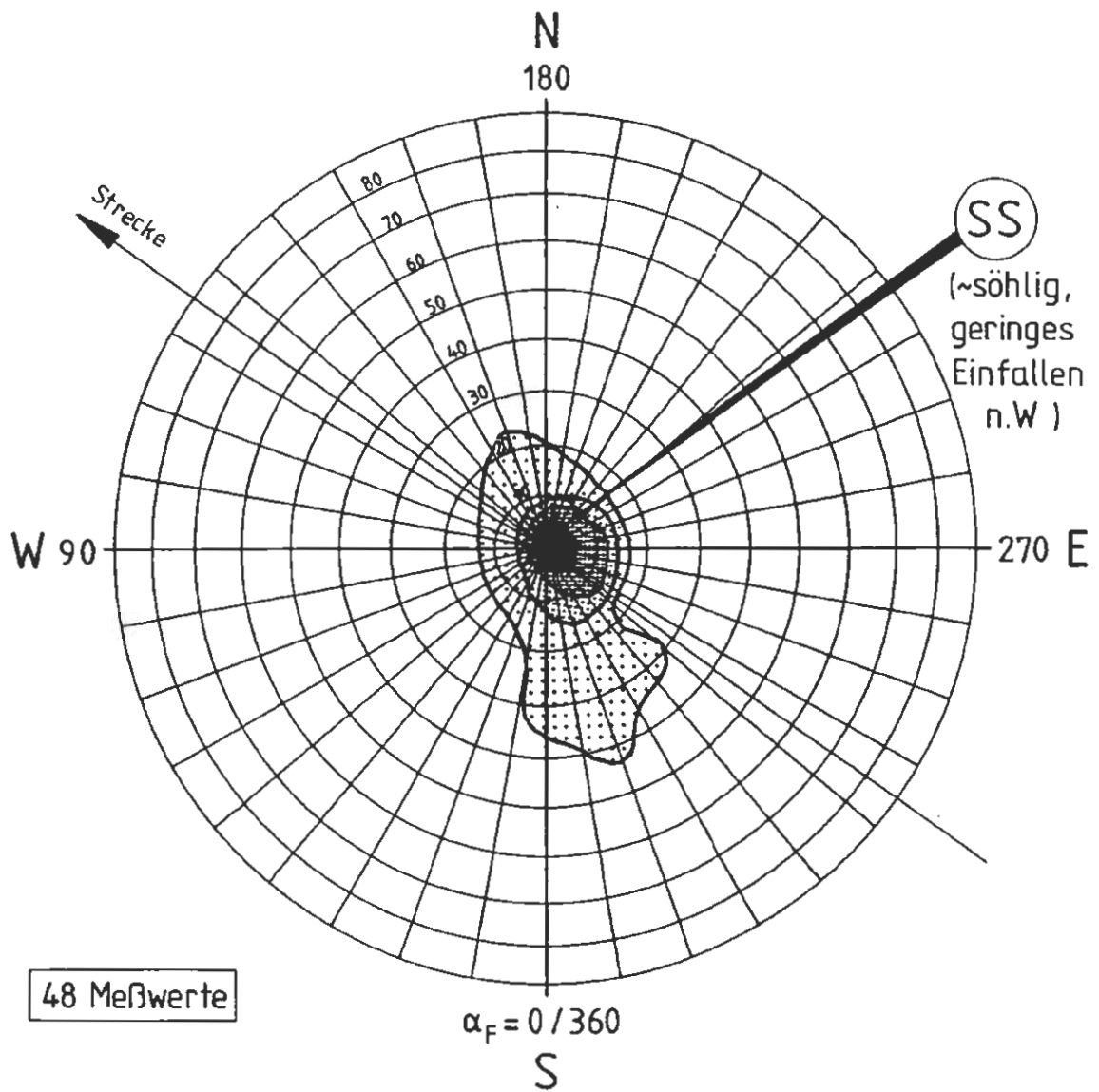
Station 20,7 m

Abb. A II - 4.13

Untersuchungsstrecke 541 m - Sohle
 Fotodokumentation
 Ortsbrust Stationen 20,7 und 27,7 m



ENDLAGER KONRAD
 Untersuchungsprogramm
 541 m - Sohle



SS
 (~söhlig,
 geringes
 Einfallen
 n.W)

Schichtflächen (Ortsbrust und Stöße)

Besetzungsdichten :

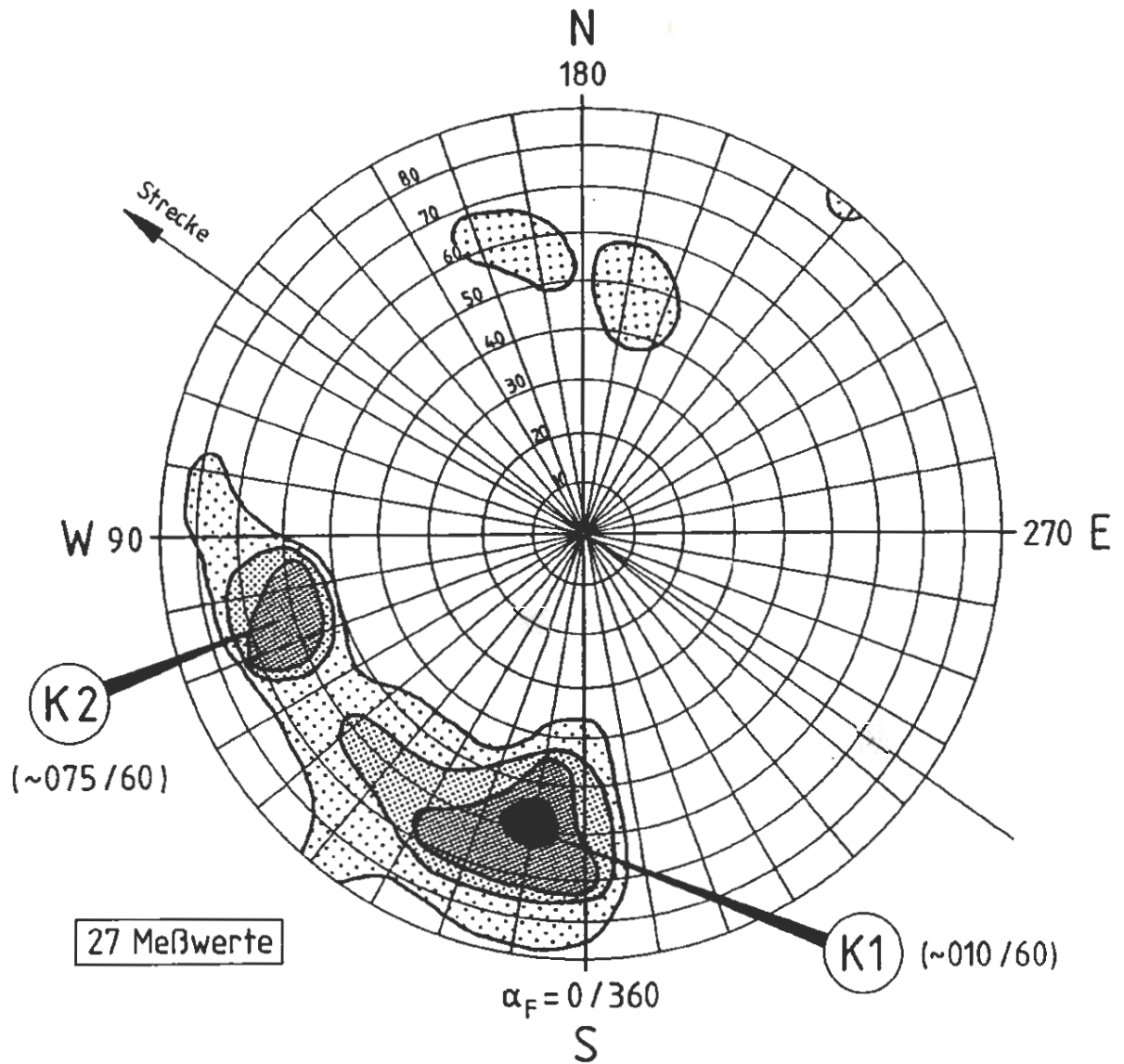
	0 25%
	25 50%
	50 75%
	> 75%

Abb. A II - 4.14

Untersuchungsstrecke 541 m - Sohle
 Statistische Auswertung der Kartierungen (Blatt 1)



ENDLAGER KONRAD
 Untersuchungsprogramm
 541 m - Sohle



Primärklüfte (Ortsbrust und Stöße)

Besetzungsdichten :

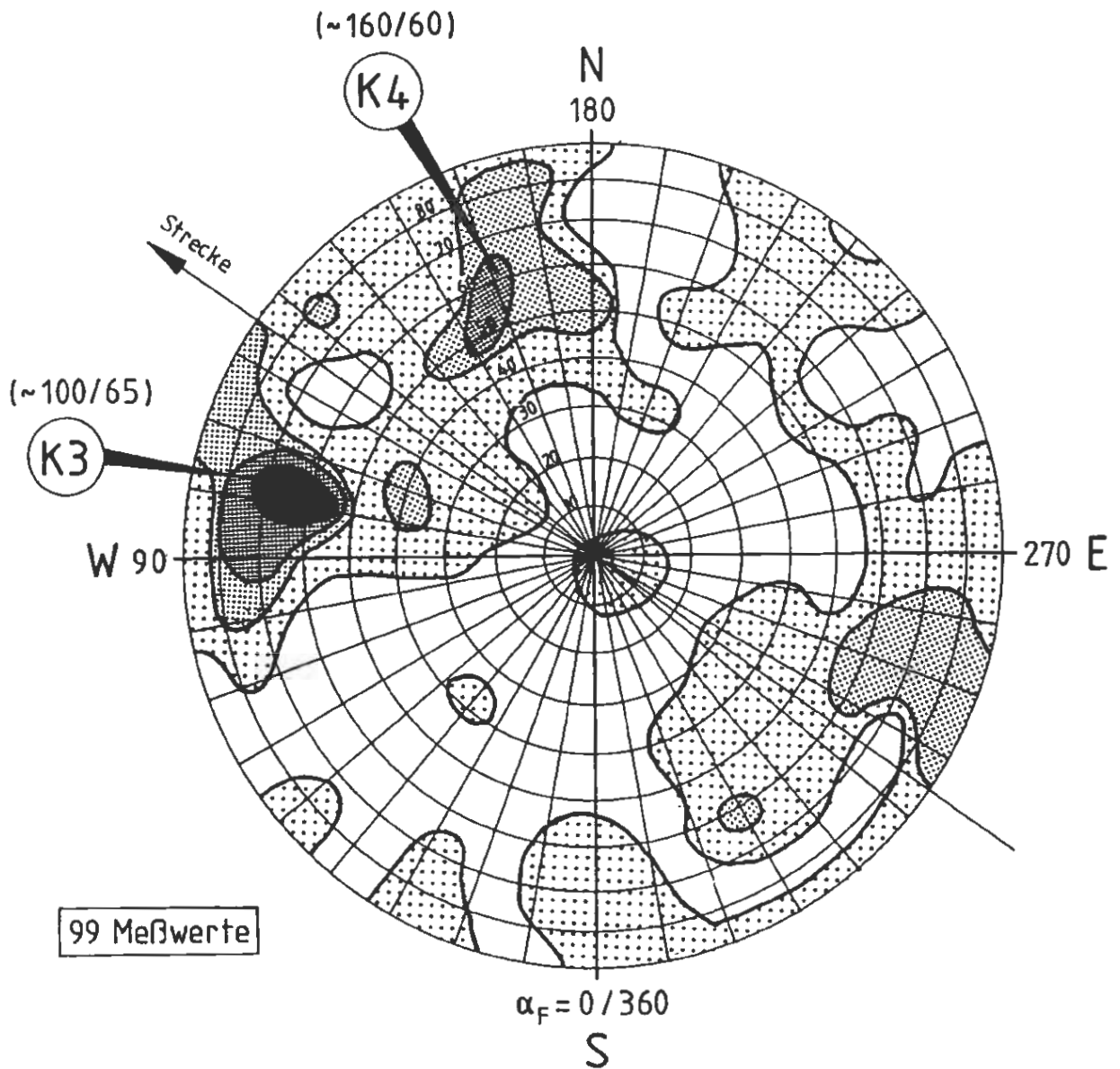
	0.... 5%
	5.... 10%
	10.... 15%
	15.... 20%

Abb. A II - 4.15

Untersuchungsstrecke 541 m - Sohle
 Statistische Auswertung der Kartierungen (Blatt 2)



ENDLAGER KONRAD
 Untersuchungsprogramm
 541 m - Sohle



Trennflächen ohne eindeutige Zuordnung
(Klüfte oder Neubrüche; Ortsbrust und Stöße)

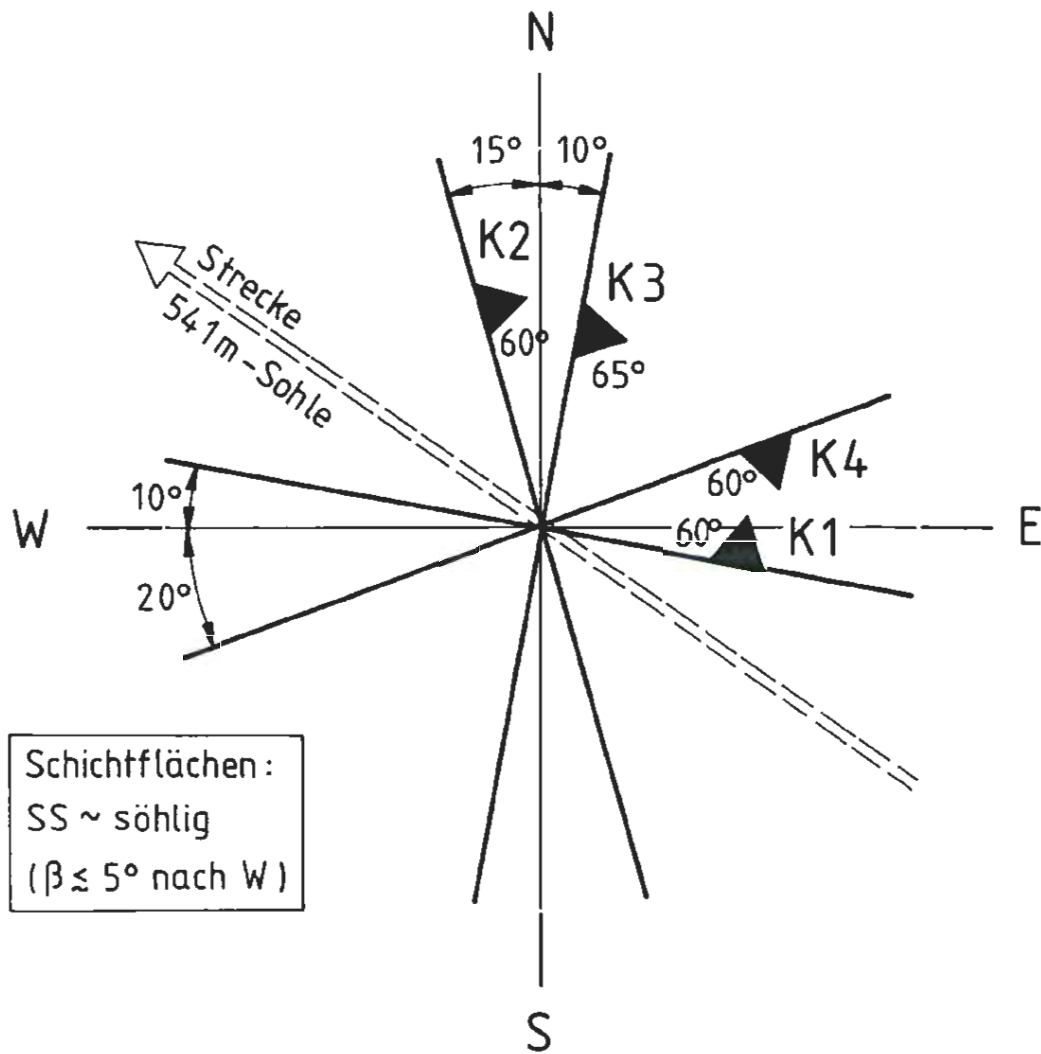


Abb. A II - 4.16

Untersuchungsstrecke 541 m - Sohle
 Statistische Auswertung der Kartierungen (Blatt 3)



ENDLAGER KONRAD
 Untersuchungsprogramm
 541 m - Sohle



Raumstellung der Trennflächen Grundrißdarstellung

Abb. A II - 4.17

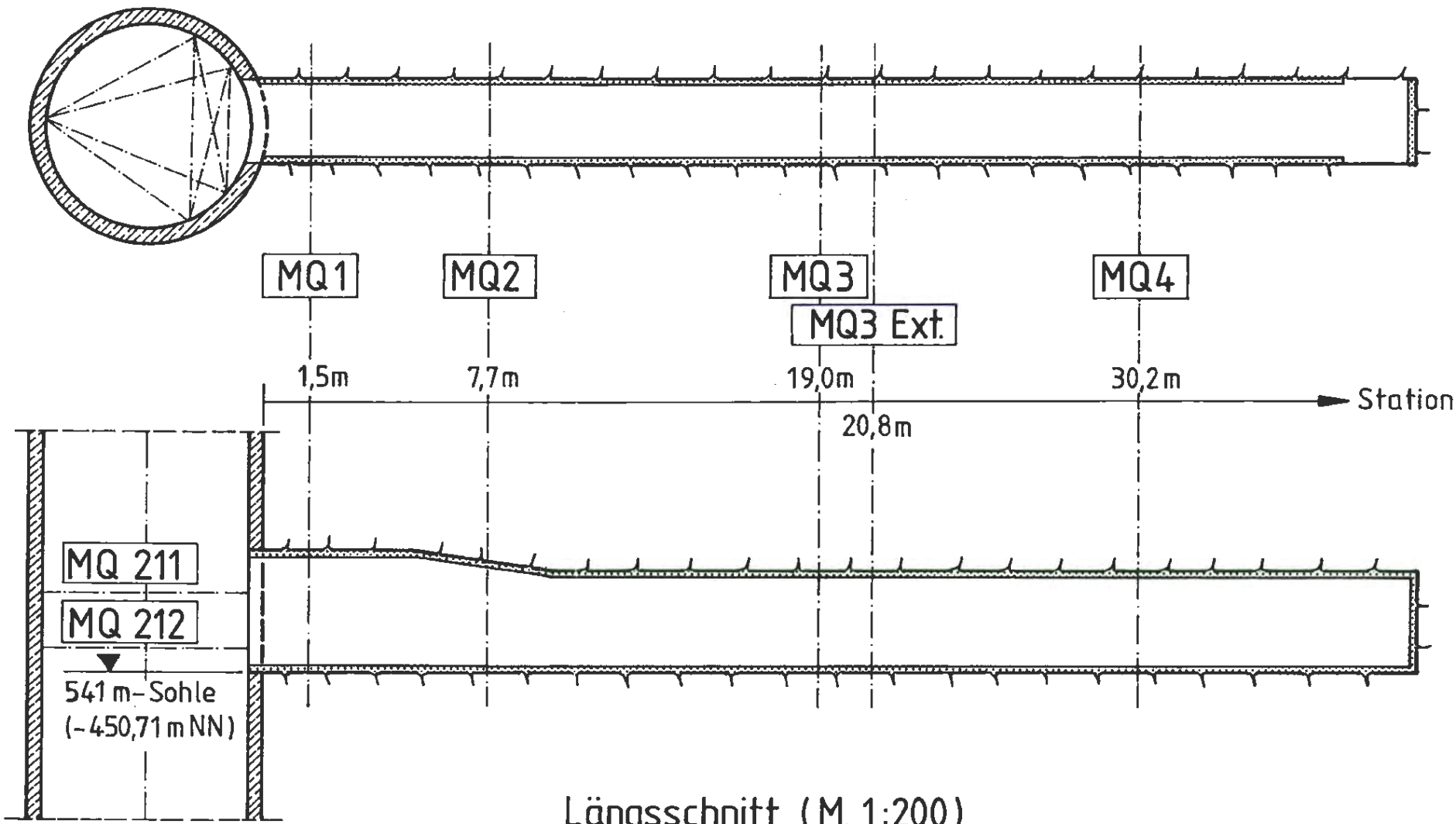
Untersuchungsstrecke 541 m - Sohle
Statistische Auswertung der Kartierungen (Blatt 4)



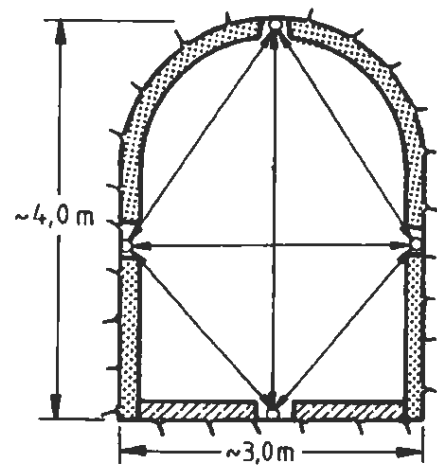
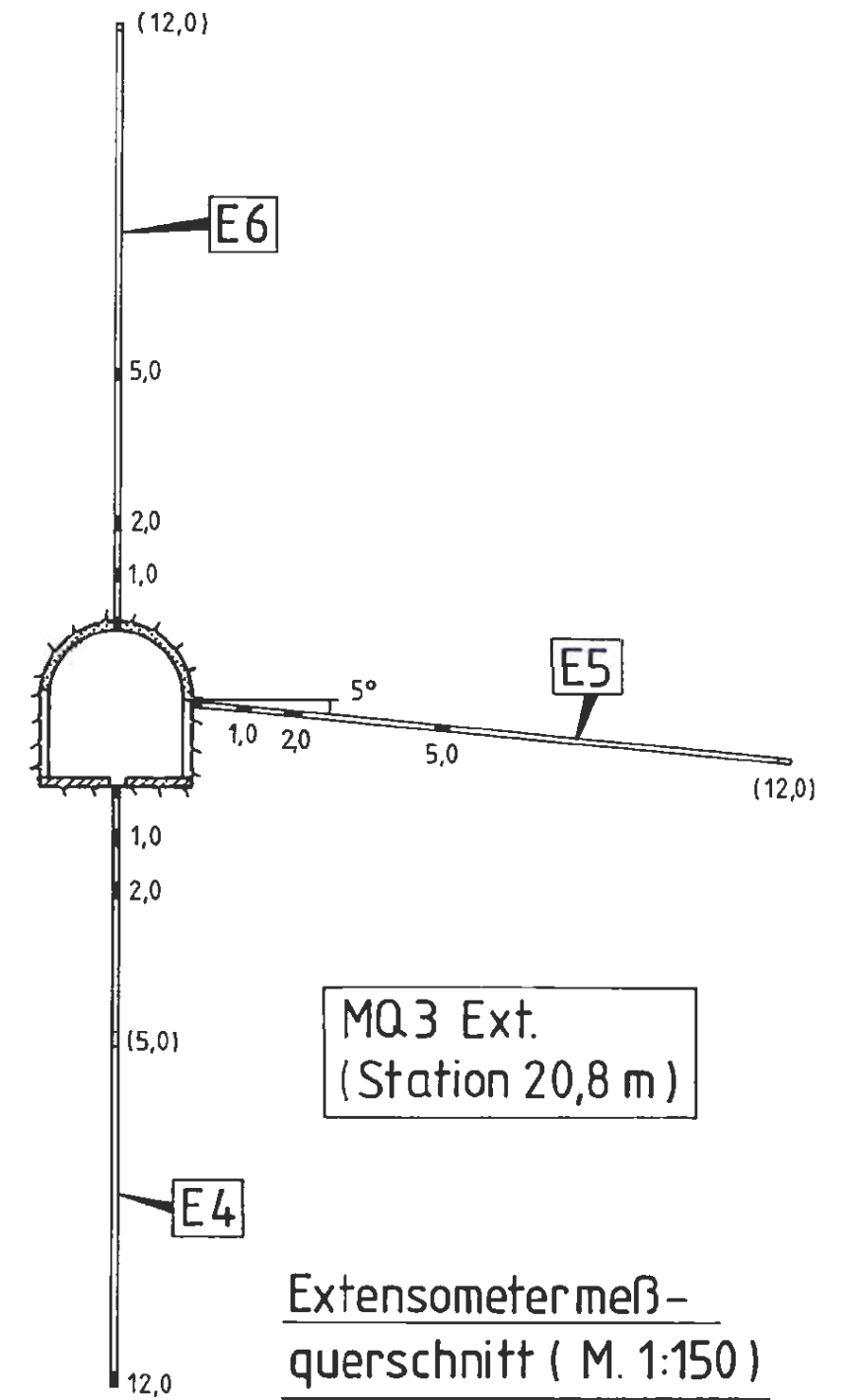
ENLAGER KONRAD

Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle

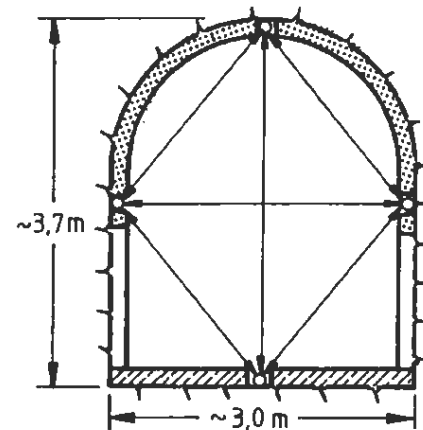
Grundriß (M. 1:200)



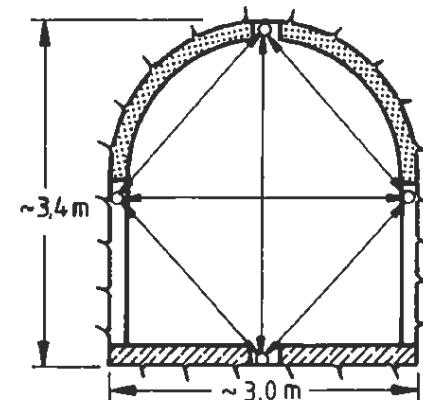
Längsschnitt (M. 1:200)



MQ1 (Station 1,5m)



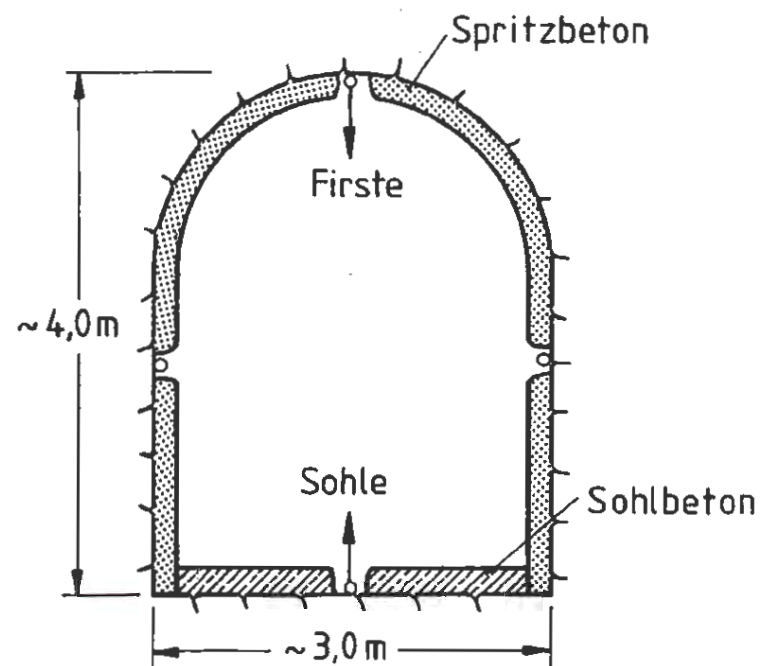
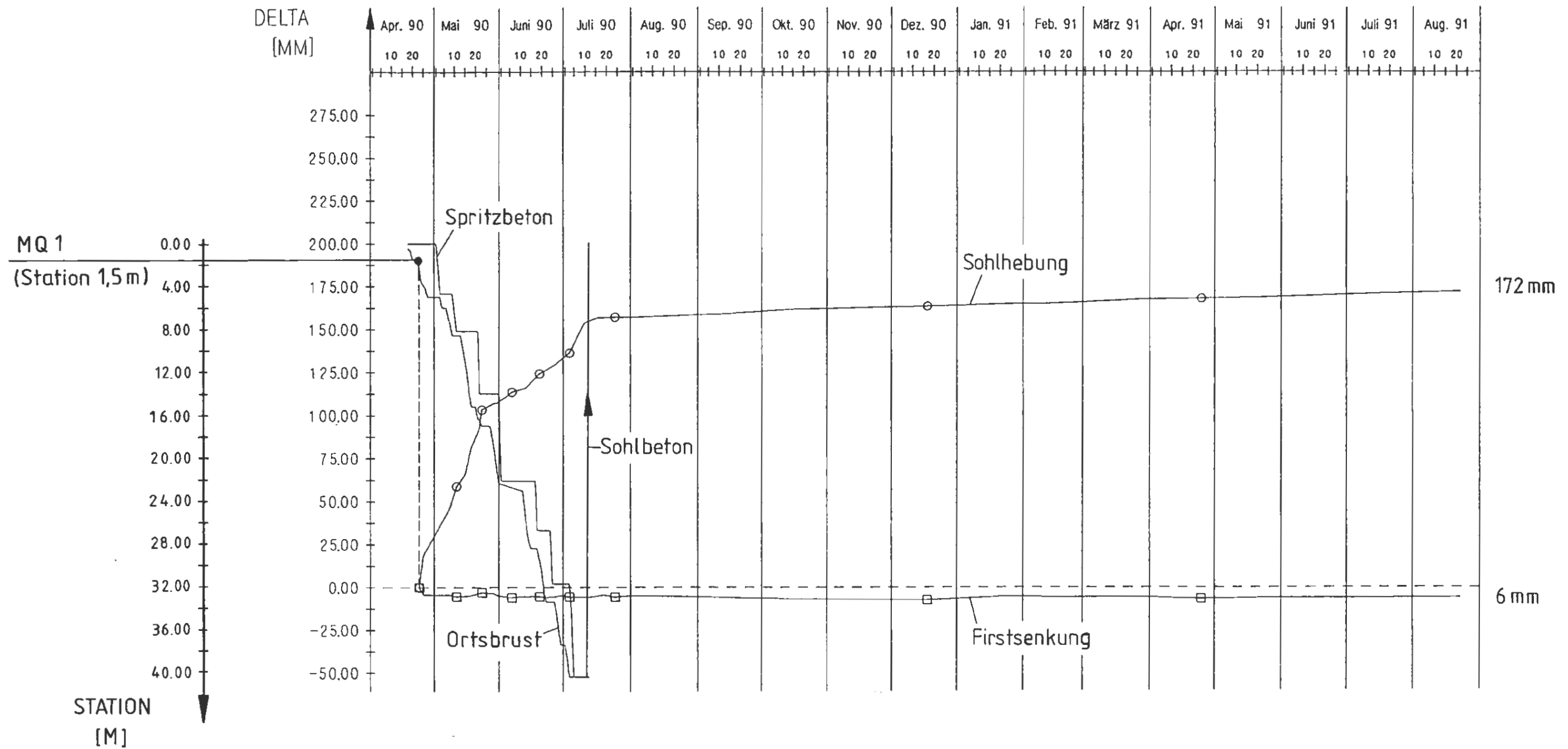
MQ 2 (Station 7,7m)



MQ 3 (Station 19,0m)
MQ 4 (Station 30,2m)

Nivellement - und Konvergenzmeßquerschnitte (M. 1:75)

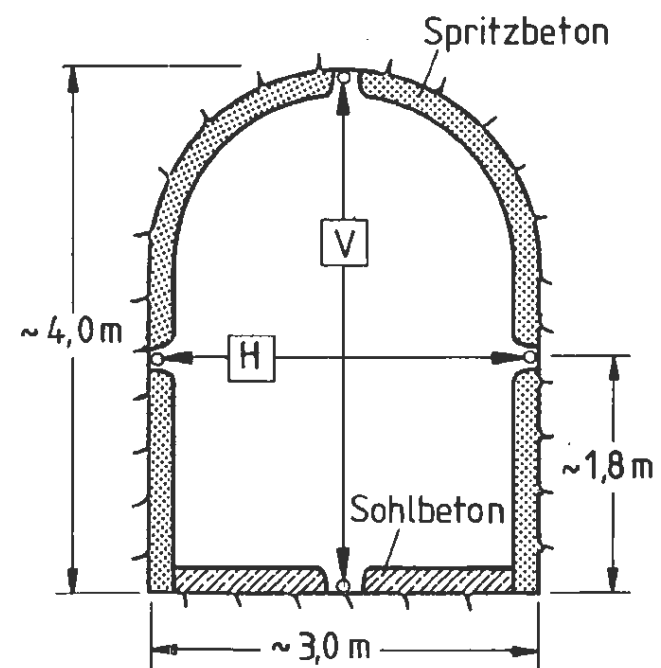
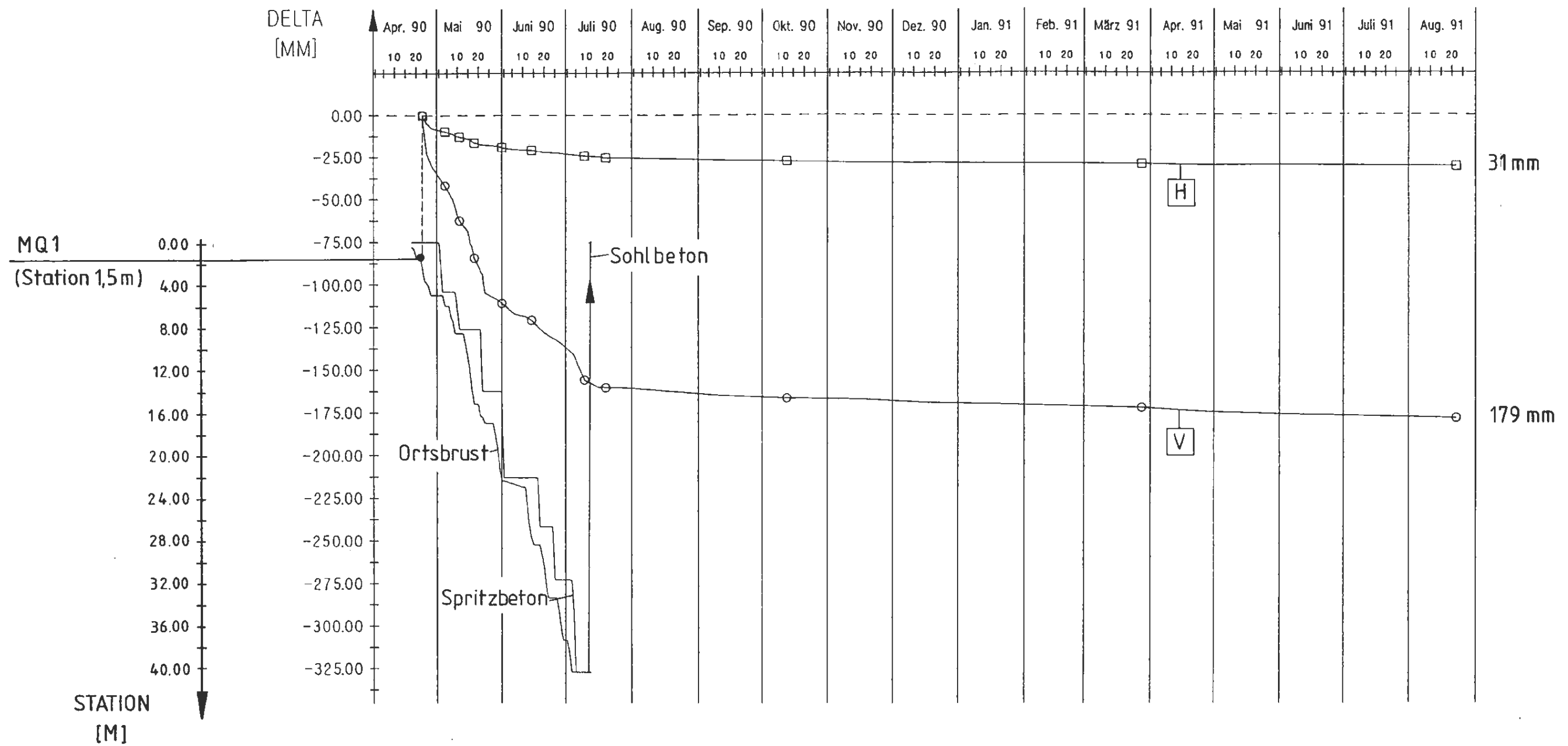
Abb. All - 5.1
Untersuchungsstrecke 541m-Sohle
Meßprogramm - Übersicht



Symbole :

- Sohlhebung
- Ffirstsenkung
- Nullmessung (Stand der Ortsbrust bei Station 2,0m)

Abb. All -5.2
MQ 1 (Station 1,5 m) : Nivellements zeitlicher Verlauf der Ffirstsenkung und der Sohlhebung



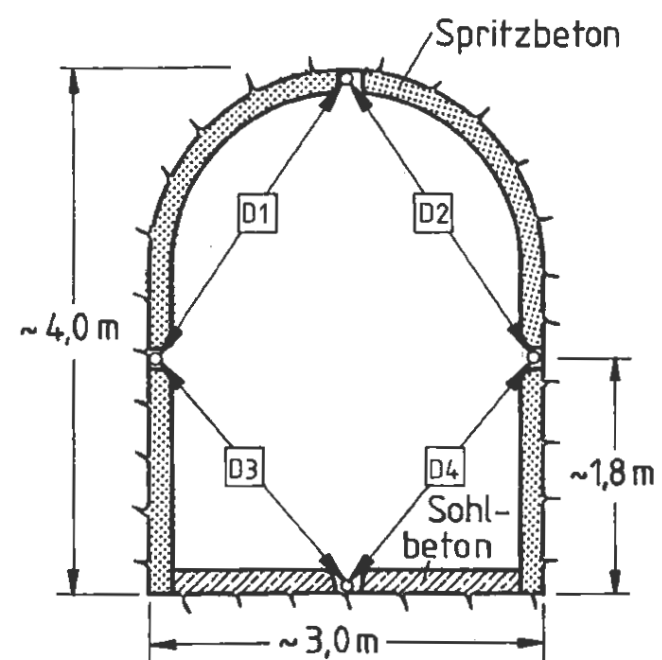
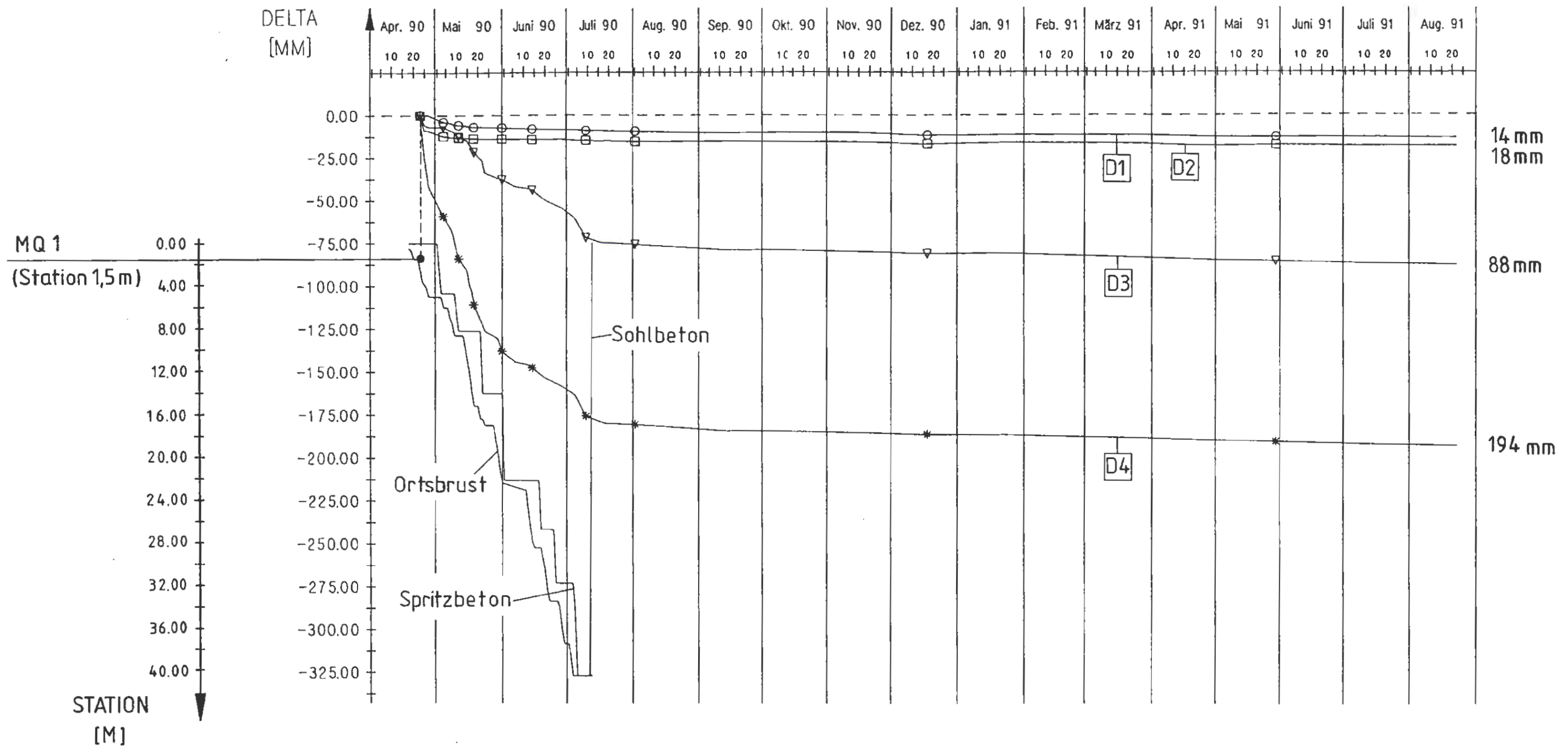
Symbole :

- Vertikale Meßstrecke V
- Horizontale Meßstrecke H
- Nullmessung (Stand der Ortsbrust bei Station 2,0m)

Abb. All - 5.3
MQ 1 (Station 1,5 m) : Konvergenzmessungen
Zeitlicher Verlauf der vertikalen (V)
und horizontalen (H) Konvergenzen



ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle



Symbole :

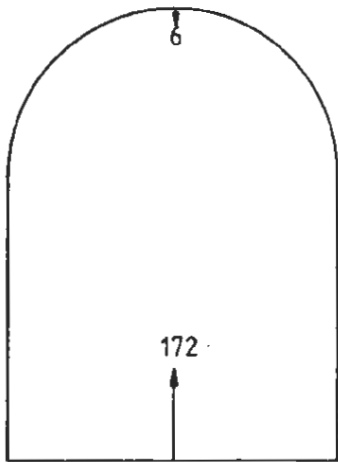
- Diagonale Meßstrecke D1
- Diagonale Meßstrecke D2
- ▽ Diagonale Meßstrecke D3
- * Diagonale Meßstrecke D4
- Nullmessung (Stand der Ortsbrust bei Station 2,0m)

Abb. All - 5.4
MQ 1 (Station 1,5m): Konvergenzmessung
Zeitlicher Verlauf der diagonalen
Meßstrecken (D1 bis D4)



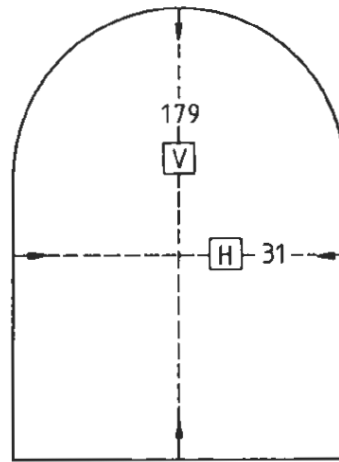
ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle

Nivellements



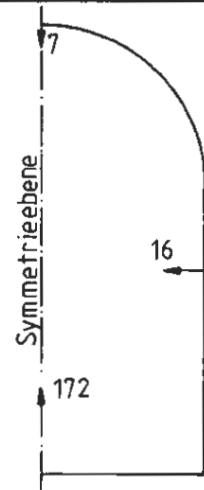
Nullmessung am 23.4.90

Horizontale und vertikale Konvergenzen

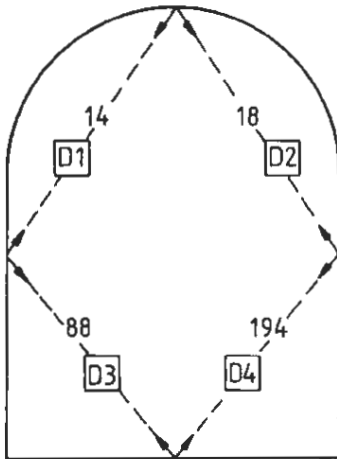


Nullmessung am 23.4.90

Näherung für die in den Hohlraum gerichteten Verschiebungskomponenten



Diagonale Konvergenzen



Nullmessung am 23.4.90

Verschiebungen in mm

Anmerkungen :

1. Aufteilung der Horizontalkonvergenz auf beide Ulmen unter der Annahme symmetrischer Verformungen.
2. Aufteilung der Vertikalkonvergenz unter Berücksichtigung der Nivellements.

Abb. All - 5.5

MQ 1 (Station 1,5 m) :

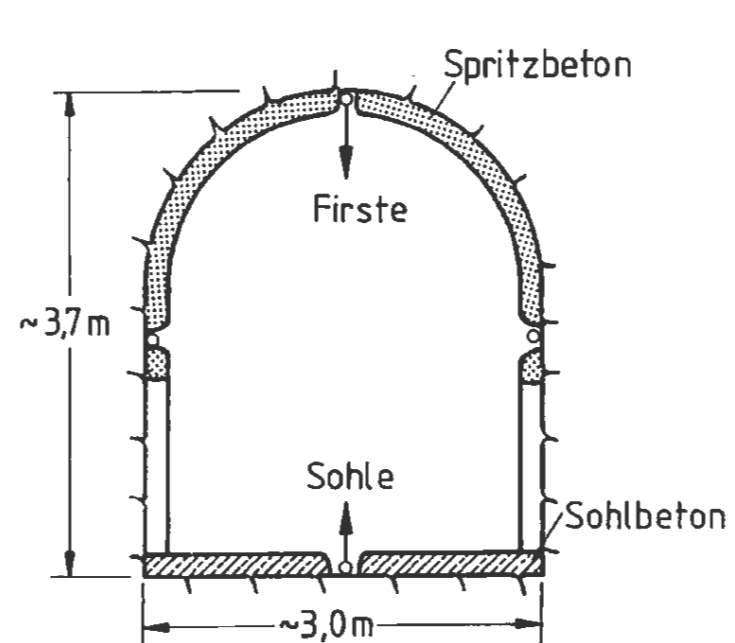
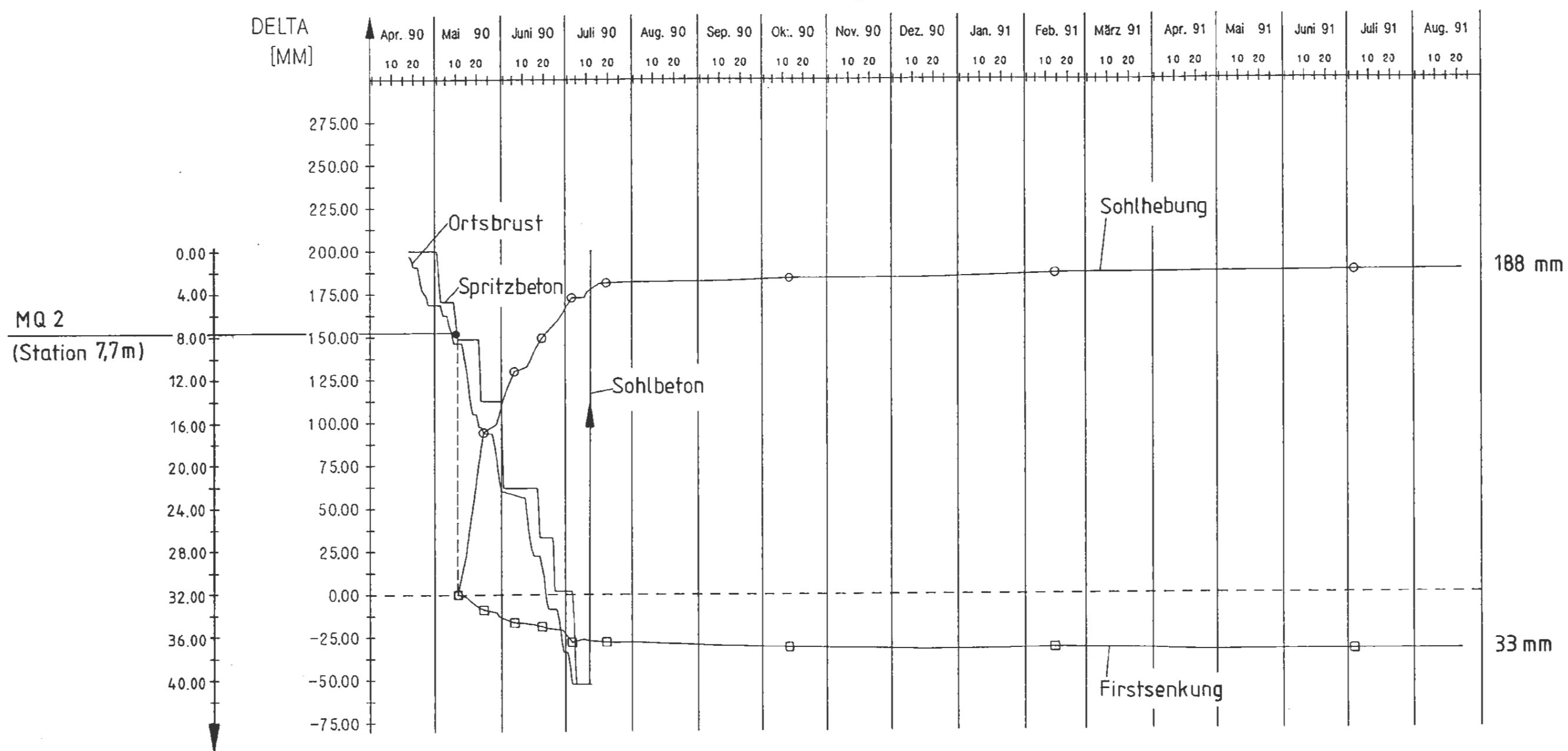
Ergebnisse der Nivellements und

Konvergenzmessungen (Stand 22.08.1991)



ENDLAGER KONRAD

Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle



Symbole :

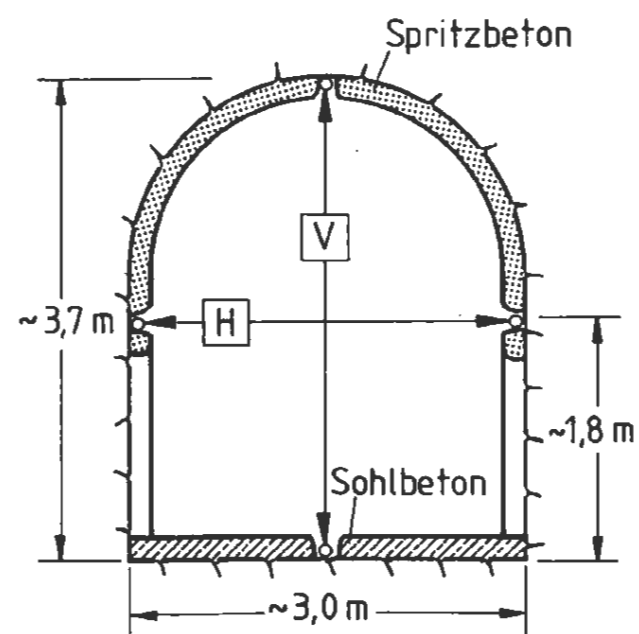
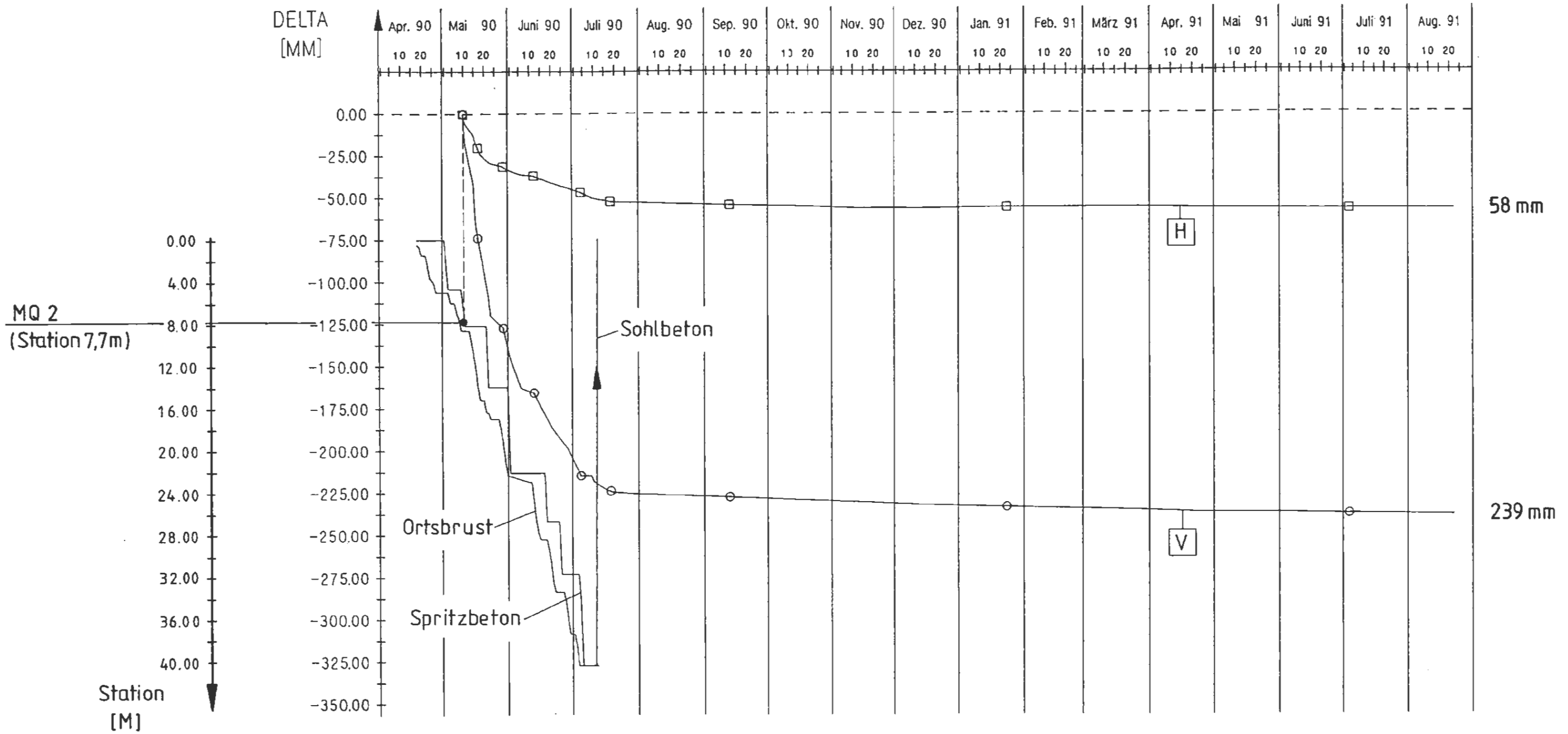
- Sohlhebung
- Firstsenkung
- Nullmessung (Stand der Ortsbrust bei Station 8,7m)

Abb. All - 5.6

MQ 2 (Station 7,7m): Nivellements
Zeitlicher Verlauf der Firstsenkung
und der Sohlhebung



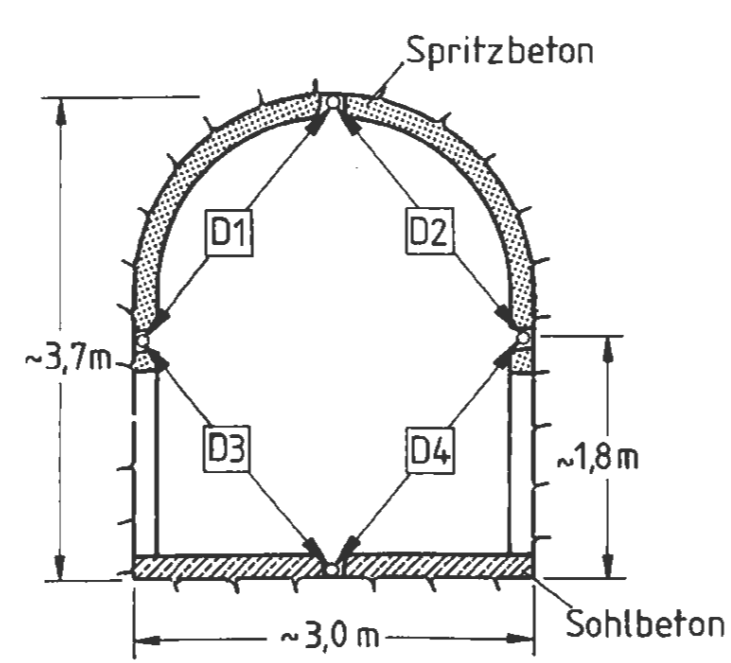
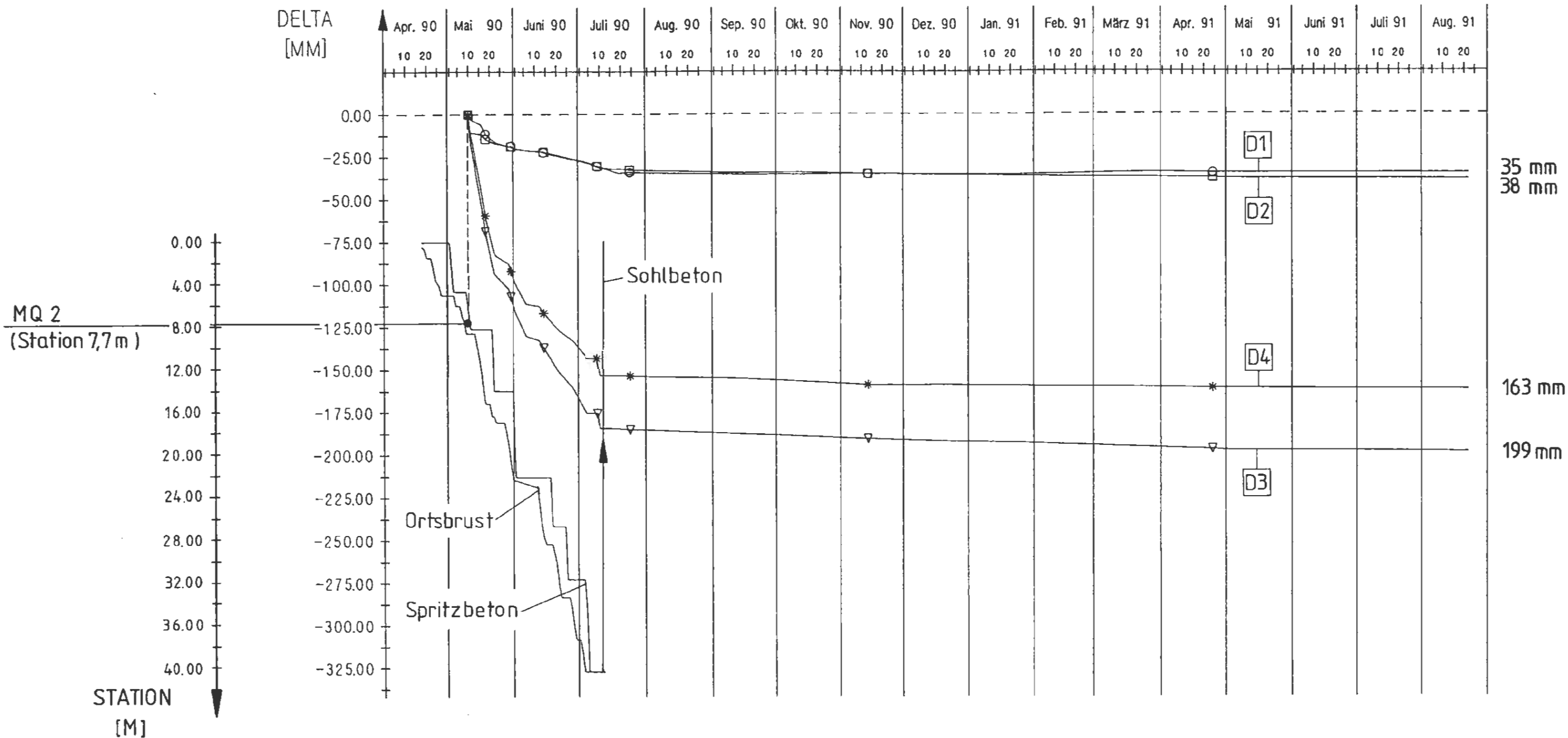
ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle



Symbole :

- Vertikale Meßstrecke V
- Horizontale Meßstrecke H
- Nullmessung (Stand der Ortsbrust bei Station 8,7 m)

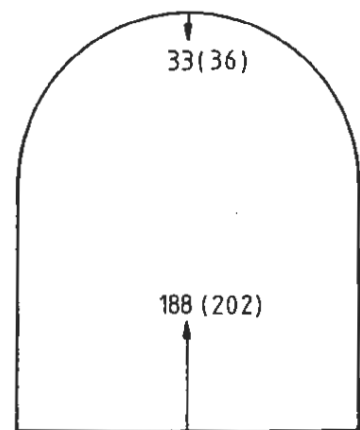
Abb. All - 5.7
MQ 2 (Station 7,7 m) : Konvergenzmessungen
Zeitlicher Verlauf der vertikalen (V)
und der horizontalen (H) Konvergenzen



- Symbole :**
- Diagonale Meßstrecke D1
 - Diagonale Meßstrecke D2
 - ▽ Diagonale Meßstrecke D3
 - * Diagonale Meßstrecke D4
 - Nullmessung (Stand der Ortsbrust bei Station 8,7 m)

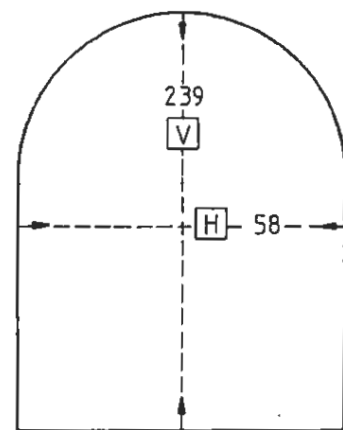
Abb. All - 5.8
 MQ 2 (Station 7,7 m) : Konvergenzmessungen
 Zeitlicher Verlauf der diagonalen
 Konvergenzen (D1 bis D4)

Nivellements



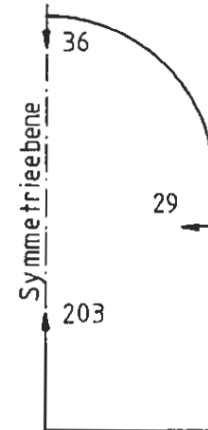
Nullmessung am 11.5.90
(Extrapolation auf den 10.05.90)

Horizontale und vertikale Konvergenzen

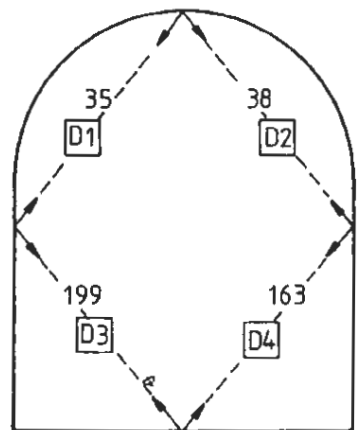


Nullmessung am 10.5.90

Näherung für die in den Hohlraum gerichteten Verschiebungskomponenten



Diagonale Konvergenzen




Nullmessung am 10.5.90

Anmerkungen :

1. Extrapolation der Nivellements anhand der vom 10.5.90 bis zum 11.5.90 eingetretenen Vertikalkonvergenz (17 mm).
2. Aufteilung der Horizontalkonvergenz auf beide Ulmen unter der Annahme symmetrischer Verformungen.
3. Aufteilung der Vertikalkonvergenz unter Berücksichtigung der Nivellements.

Verschiebungen in mm

Abb. All - 5.9
MQ 2 (Station 7,7 m) :
Ergebnisse der Nivellements und
Konvergenzmessungen (Stand 22.08.1991)

		ENDLAGER KONRAD Untersuchungsprogramm 541 m - Sohle
--	---------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------

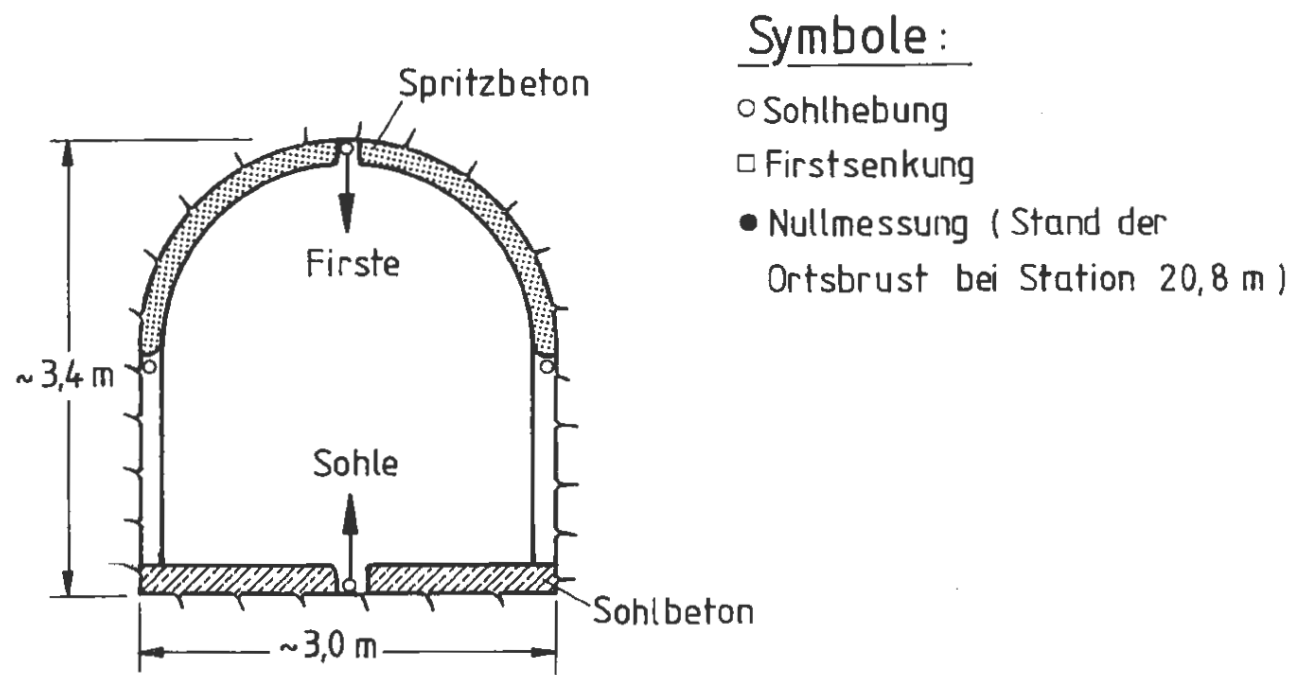
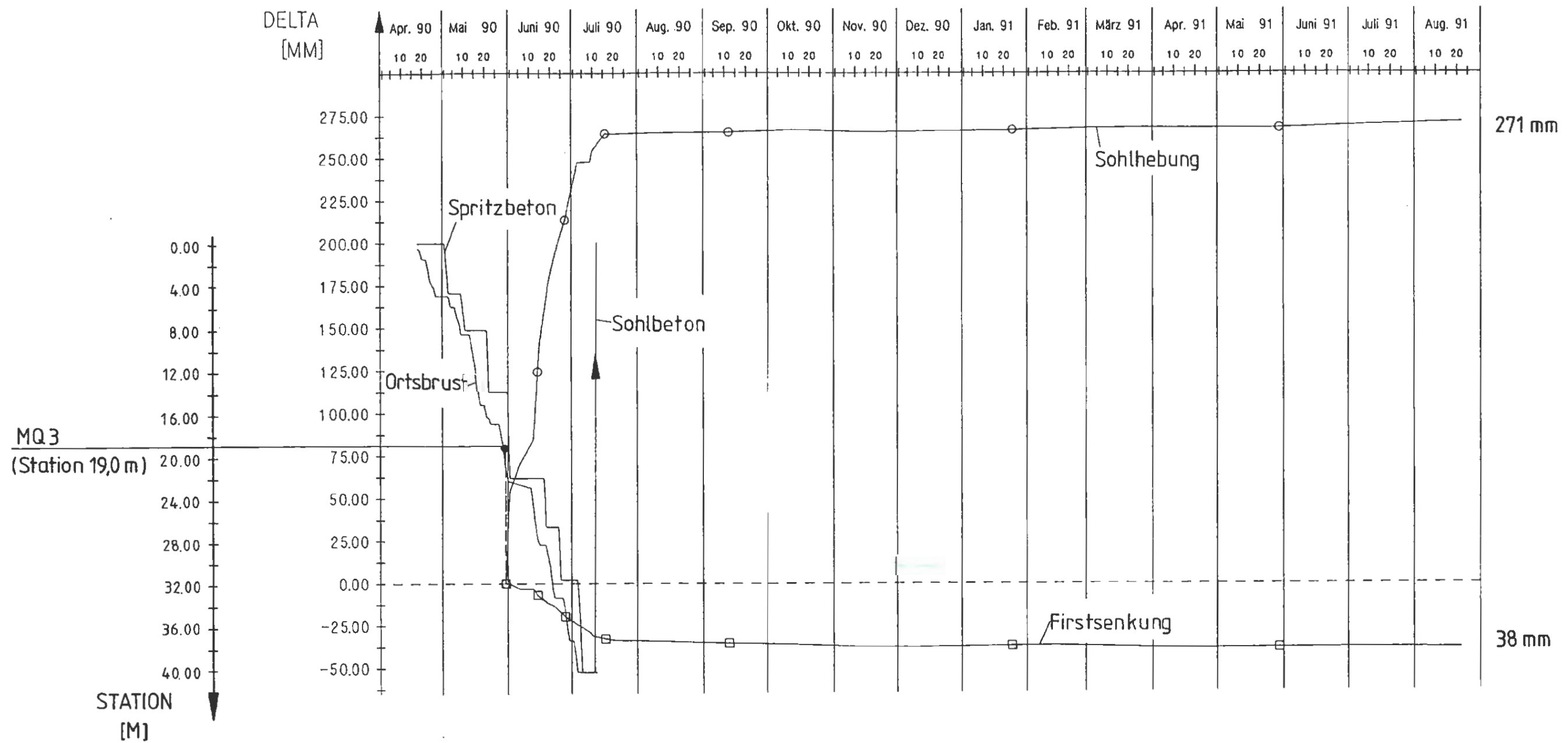
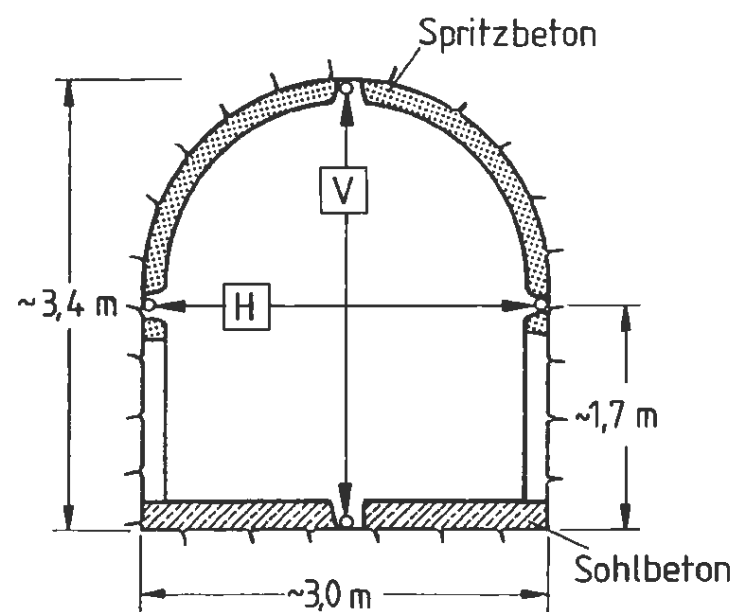
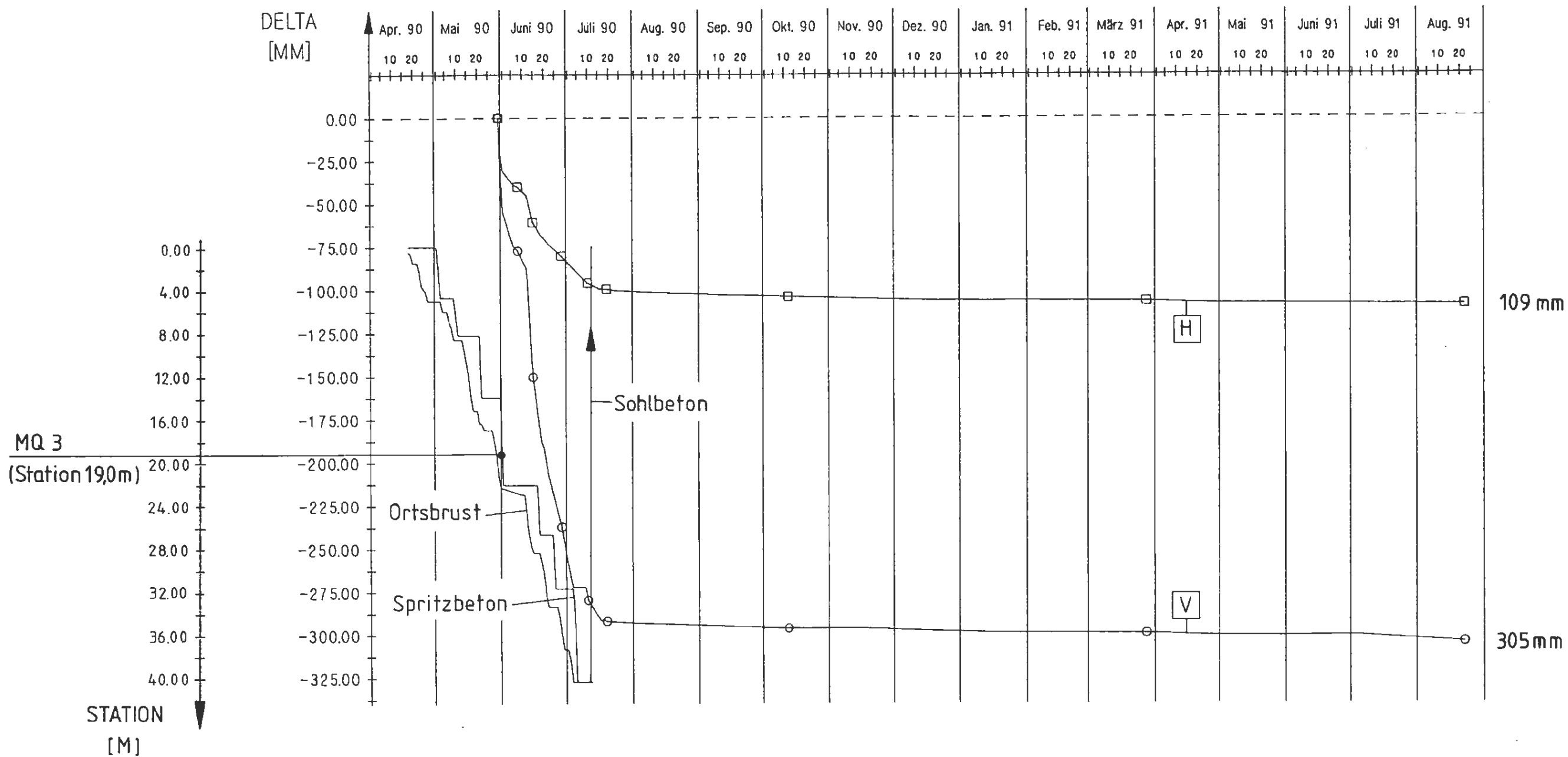


Abb. All - 5.10
MQ 3 (Station 19,0 m): Nivellements
Zeitlicher Verlauf der Firstsenkung
und der Sohlhebung



Symbole :

- Vertikale Meßstrecke V
- Horizontale Meßstrecke H
- Nullmessung (Stand der Ortsbrust bei Station 20,8 m)

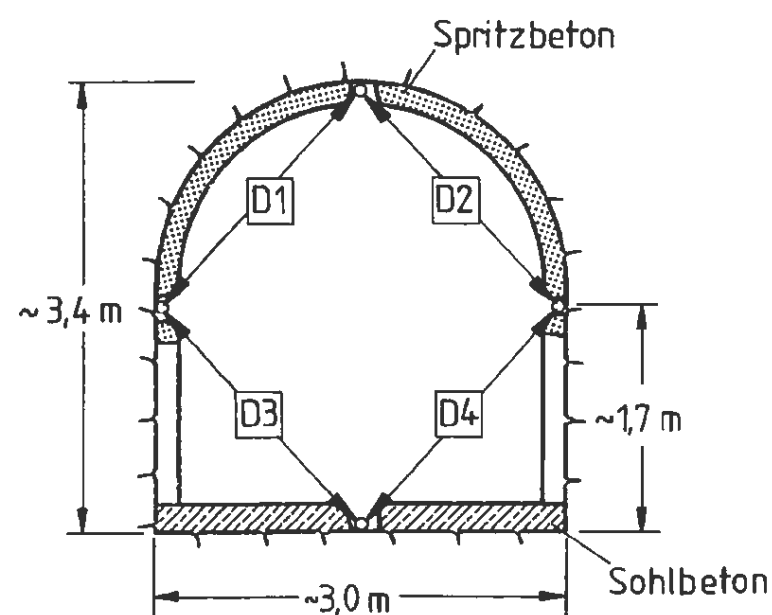
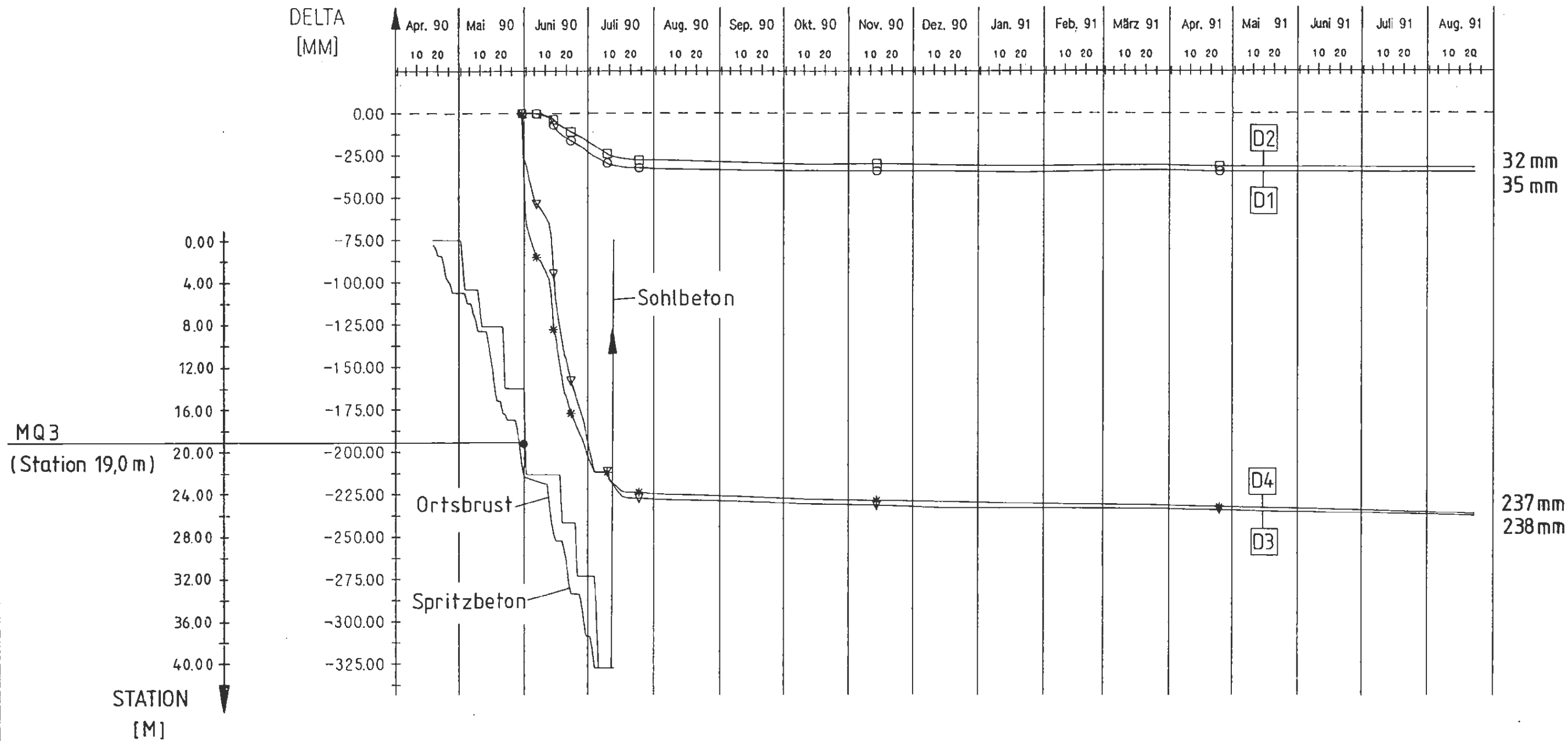
Abb. AII - 5.11

MQ 3 (Station 19,0 m) : Konvergenzmessungen
Zeitlicher Verlauf der vertikalen (V)
und horizontalen (H) Konvergenzen



ENLAGER KONRAD

Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle

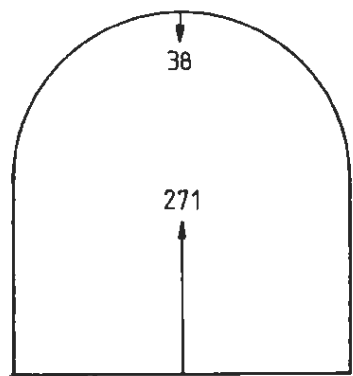


Symbole :

- Diagonale Meßstrecke D1
- Diagonale Meßstrecke D2
- ▽ Diagonale Meßstrecke D3
- * Diagonale Meßstrecke D4
- Nullmessung (Stand der Ortsbrust bei Station 20,8 m)

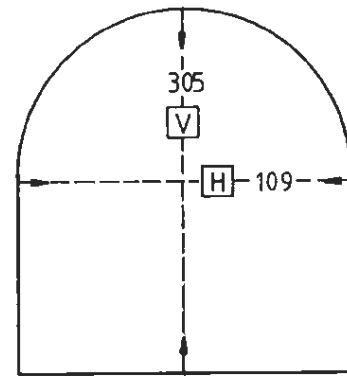
Abb. All - 5.12
MQ 3 (Station 19,0 m) : Konvergenzmessungen
Zeitlicher Verlauf der diagonalen
Konvergenzen (D1 bis D4)

Nivellements



Nullmessung am 30.5.90

Horizontale und vertikale Konvergenzen

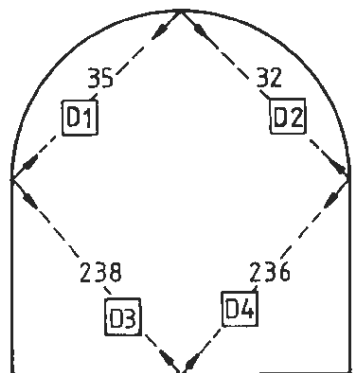


Nullmessung am 30.5.90

Näherung für die in den Hohlraum gerichteten Verschiebungskomponenten



Diagonale Konvergenzen



Nullmessung am 30.5.90

Anmerkungen :

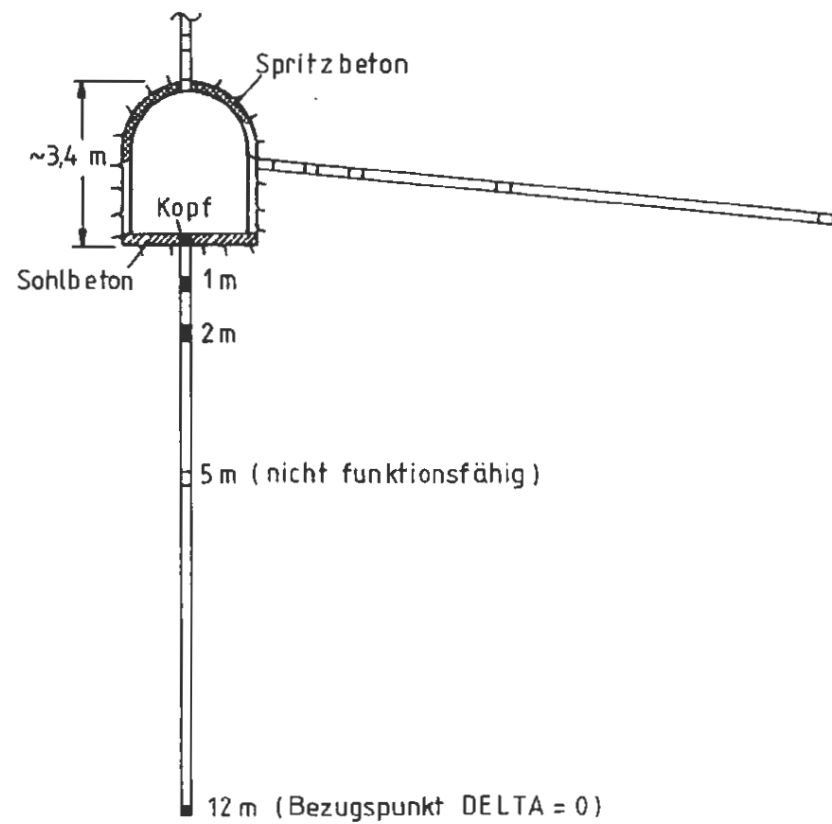
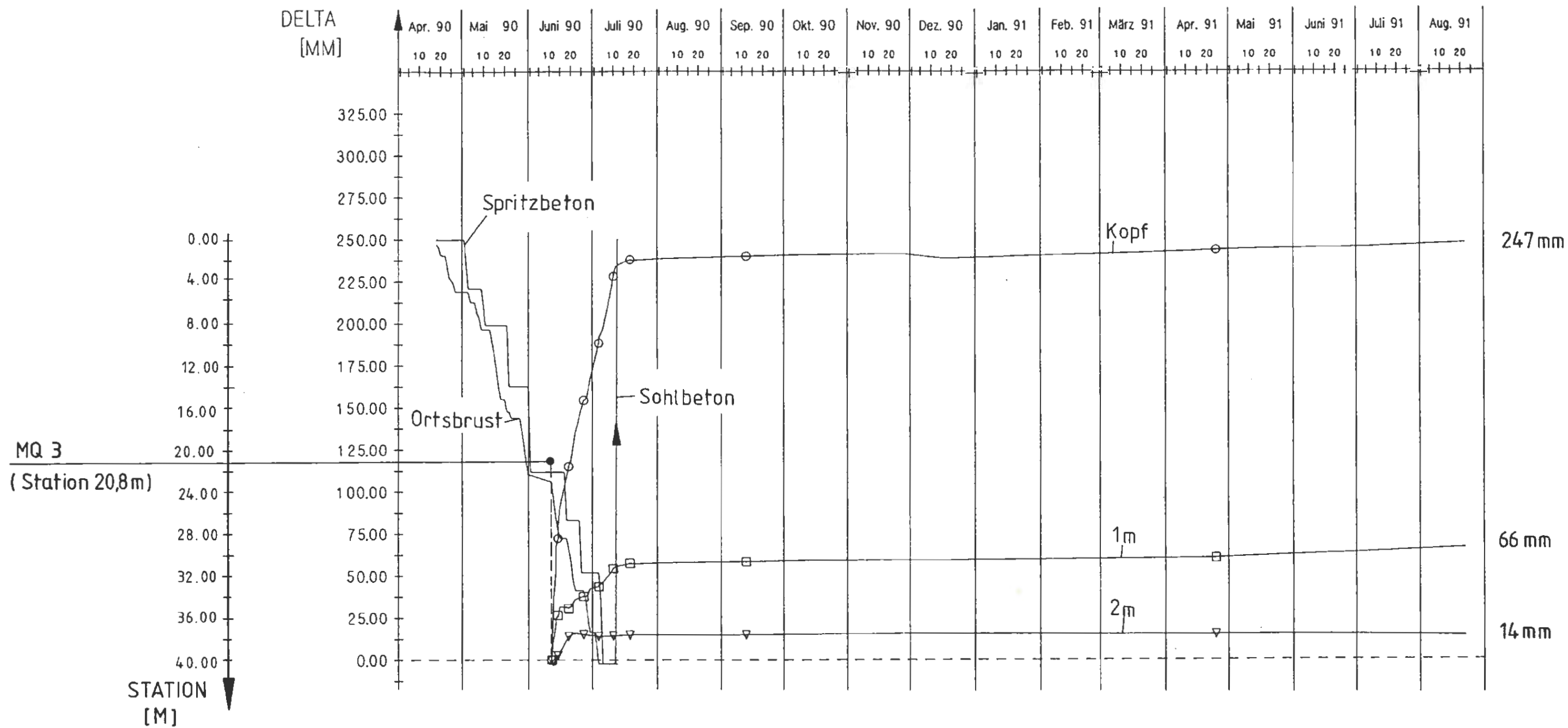
1. Aufteilung der Horizontalkonvergenz auf beide Ulmen unter der Annahme symmetrischer Verformungen.
2. Aufteilung der Vertikalkonvergenz unter Berücksichtigung der Nivellements.

Verschiebungen in mm

Abb. All - 5.13
 MQ3 (Station 19,0 m) :
 Ergebnisse der Nivellements und
 Konvergenzmessungen (Stand 22.08.1991)



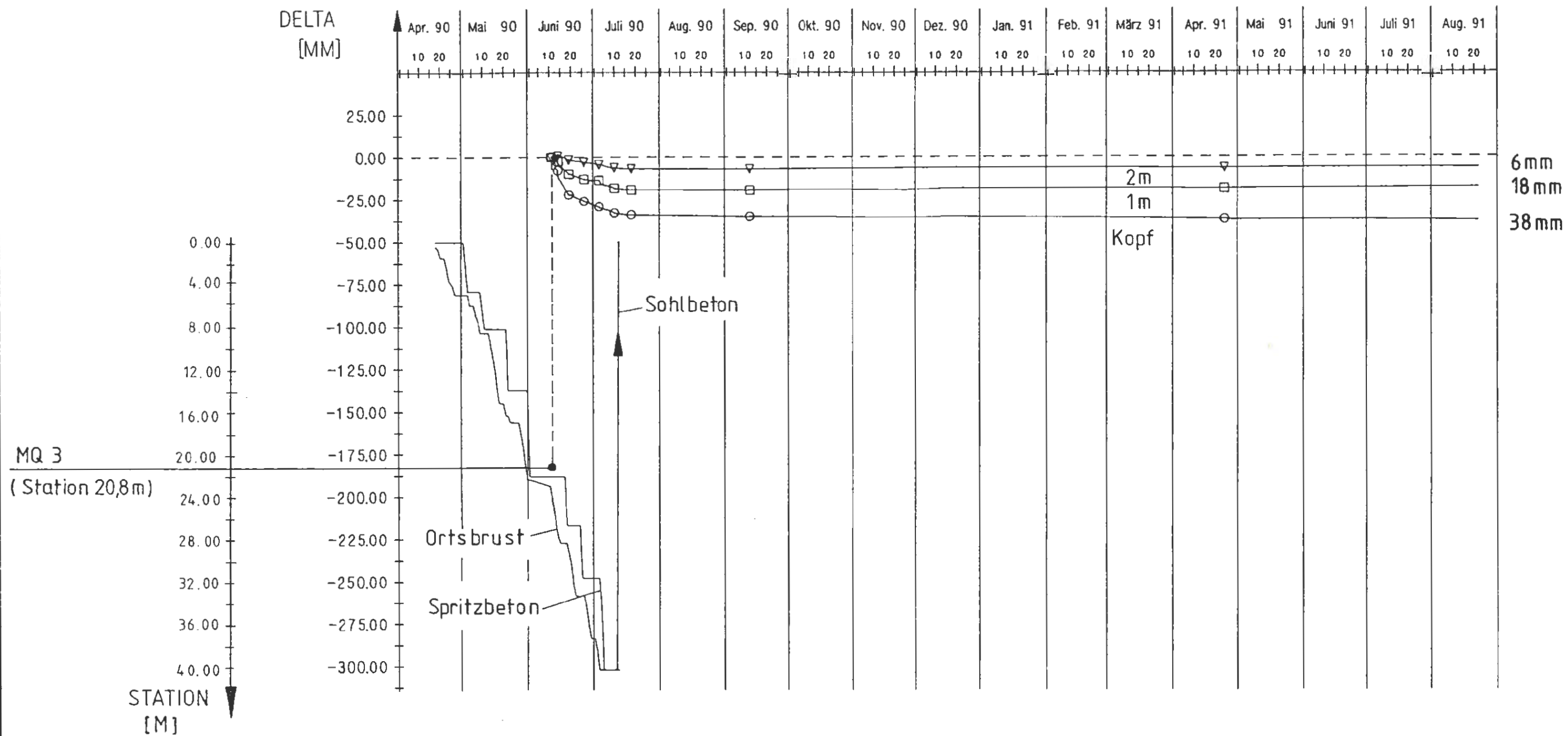
ENDLAGER KONRAD
 Untersuchungsprogramm
 541 m - Sohle



Symbole :

- Extensometerfestpunkt Kopf
- Extensometerfestpunkt 1m
- ▽ Extensometerfestpunkt 2m
- Nullmessung (Stand der Ortsbrust bei Station 22,8 m)

Abb. All -5.14
 MQ 3 (Station 20,8 m): Extensometermessungen
 Zeitlicher Verlauf der Verschiebungen
 des Sohlextensometers E4



Symbole :

- Extensometerfestpunkt Kopf
- Extensometerfestpunkt 1m
- ▽ Extensometerfestpunkt 2m
- Nullmessung (Stand der Ortsbrust bei Station 22,8 m)

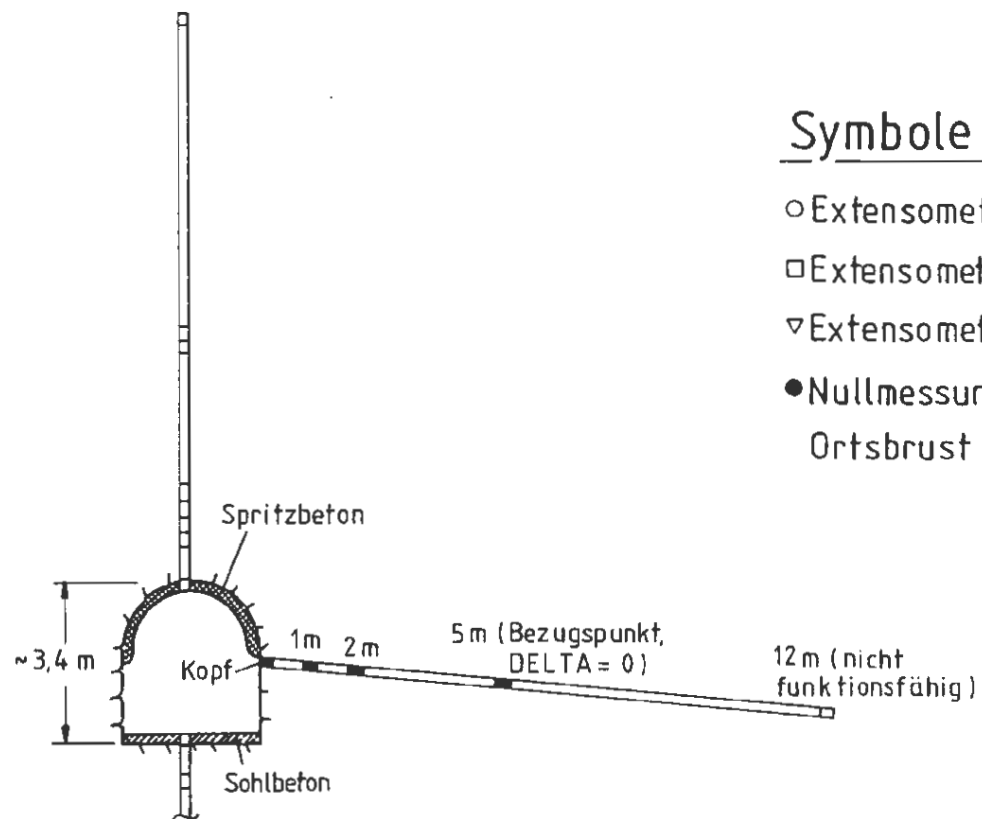
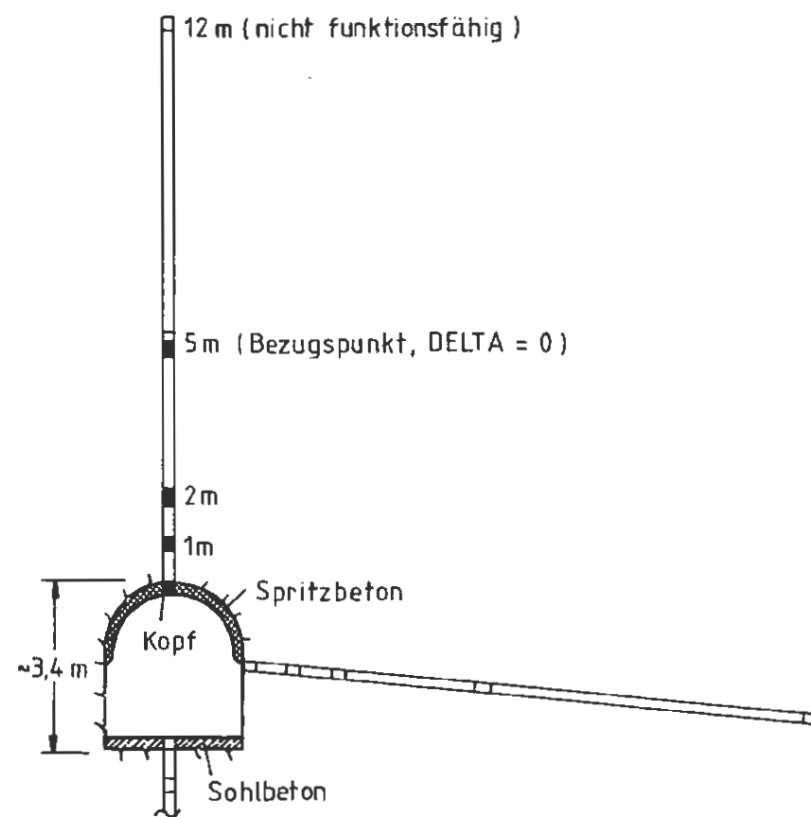
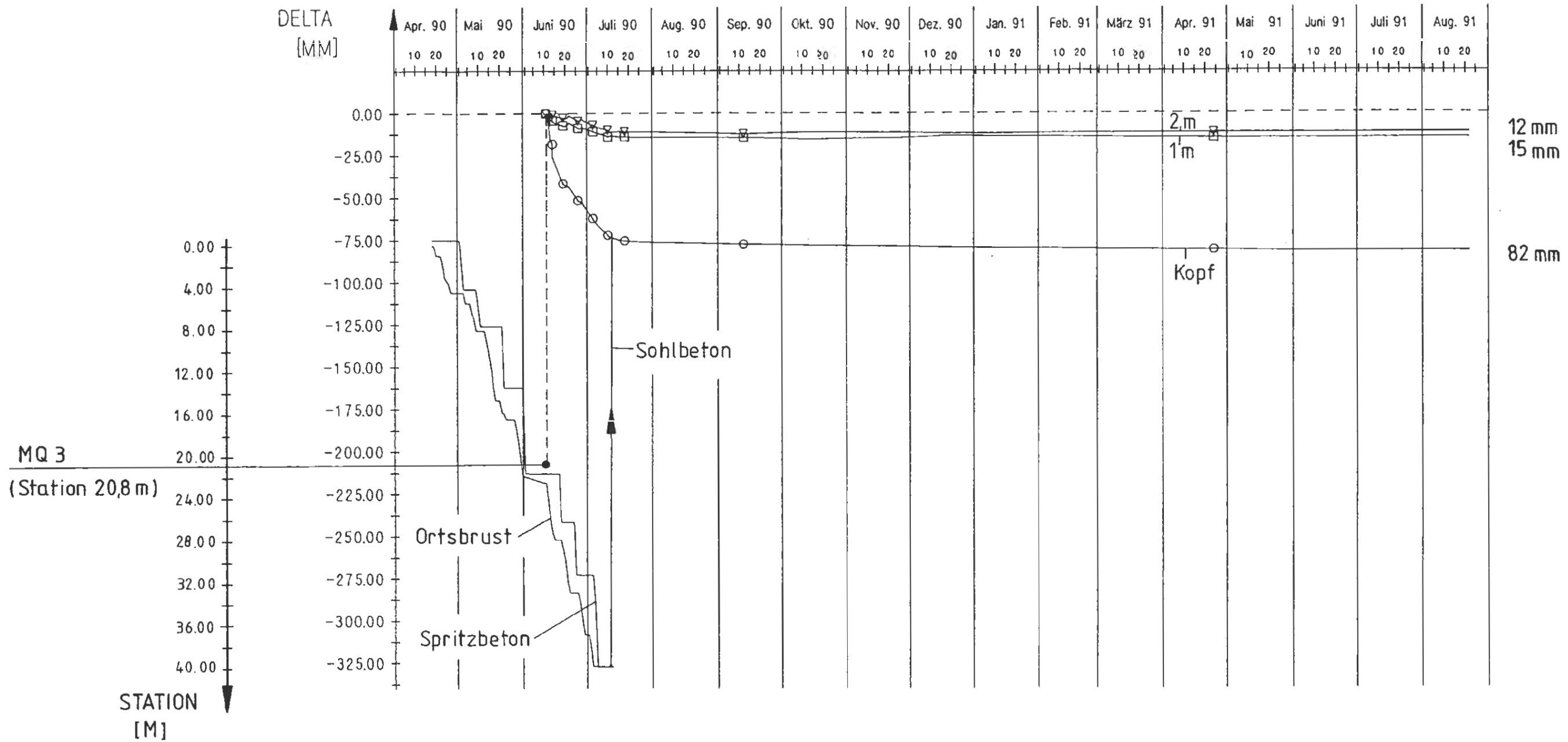


Abb. All - 5.15

MQ 3 (Station 20,8m) : Extensometermessung
 Zeitlicher Verlauf der Verschiebungen
 des Stossexensometers E 5

		ENDLAGER KONRAD Untersuchungsprogramm 541 m - Sohle
--	--	------------------------------------------------------------------



Symbole :

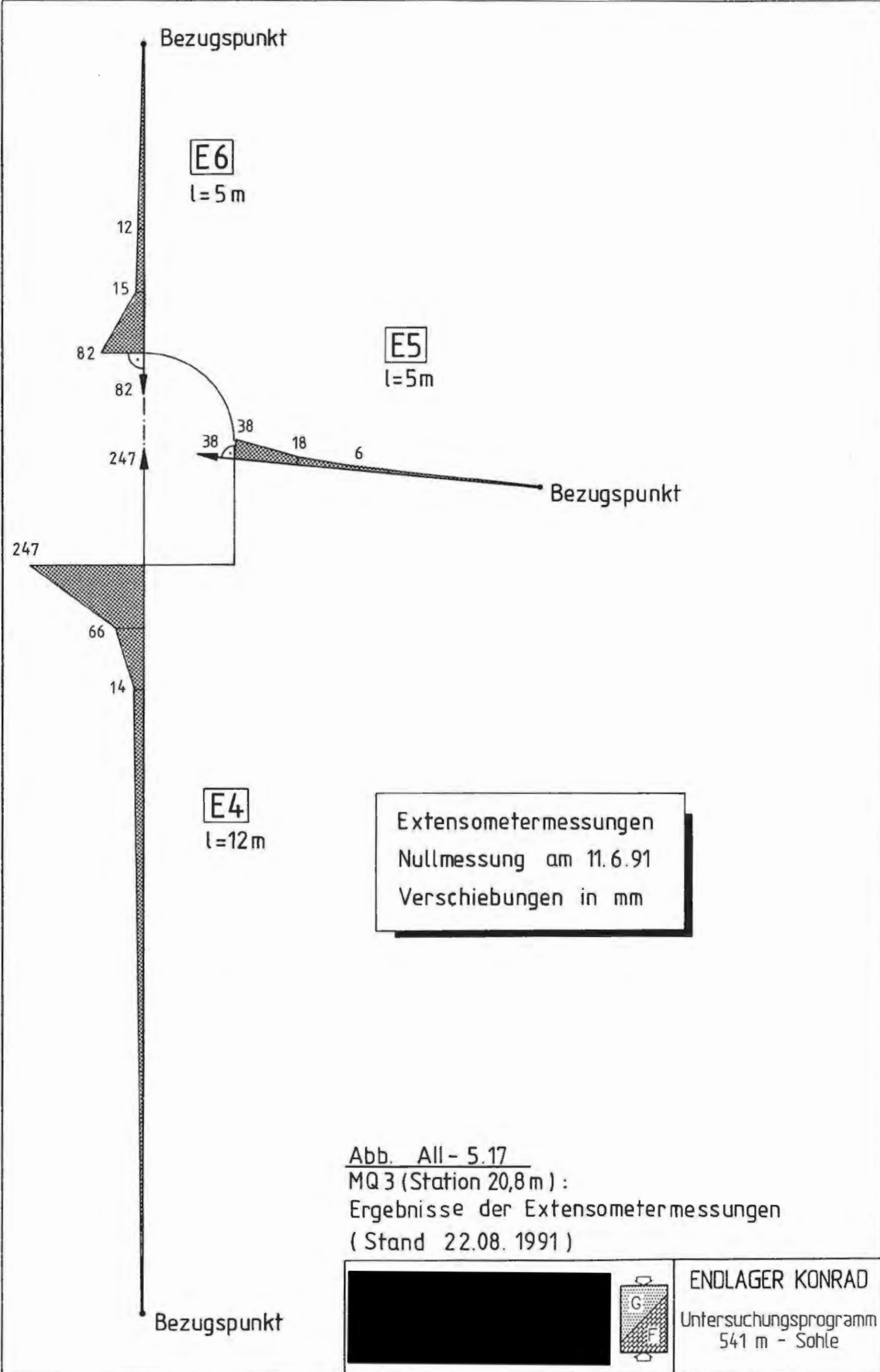
- Extensometerfestpunkt Kopf
- Extensometerfestpunkt 1m
- ▽ Extensometerfestpunkt 2m
- Nullmessung (Stand der Ortsbrust bei Station 22,8 m)

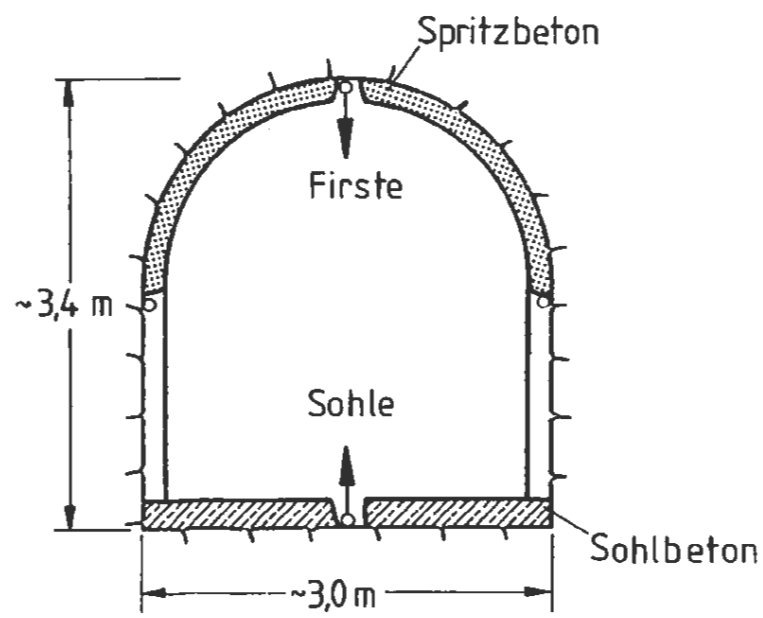
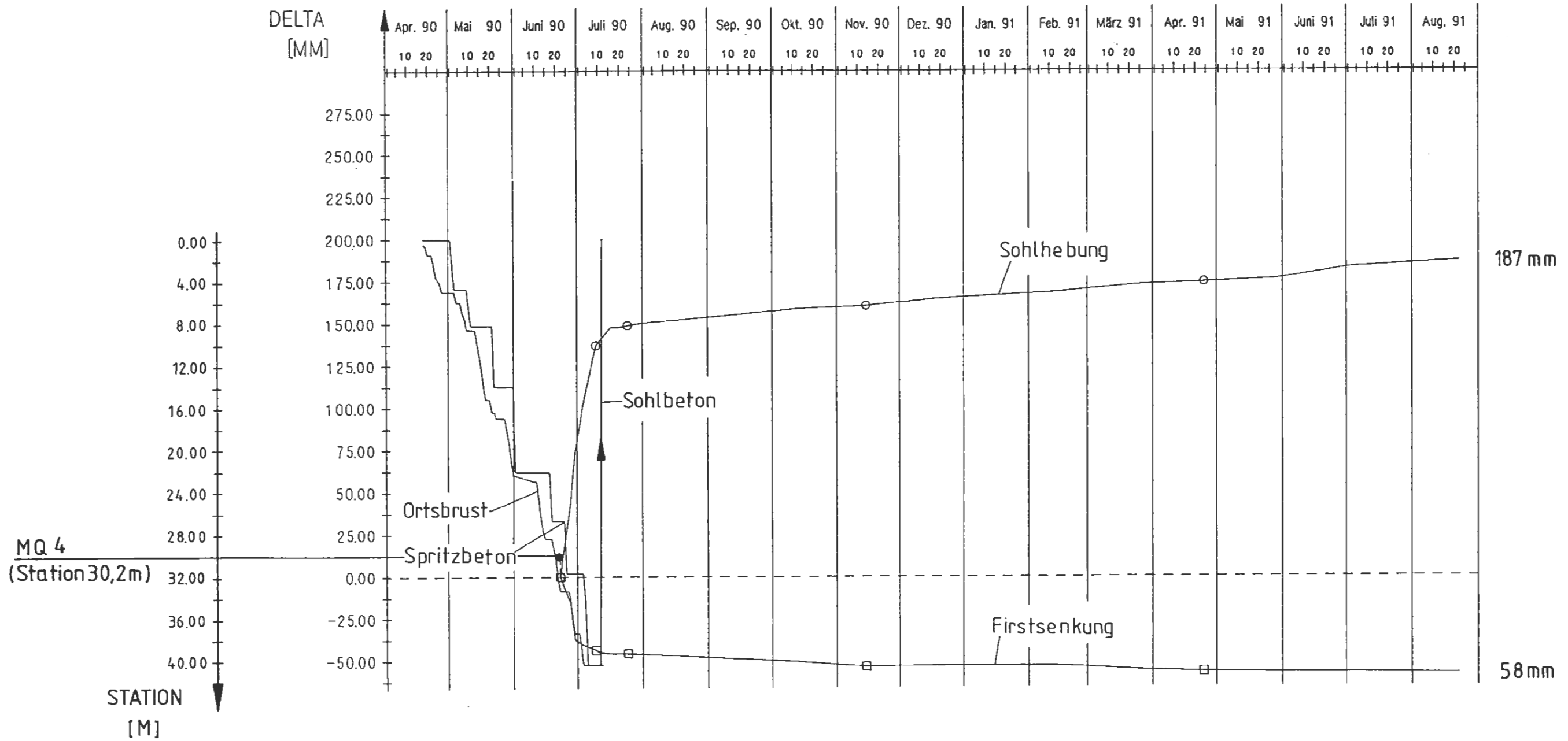
Abb. All - 5.16

MQ 3 (Station 20,8 m): Extensometermessungen
Zeitlicher Verlauf der Verschiebungen
des Firstextensometers E 6



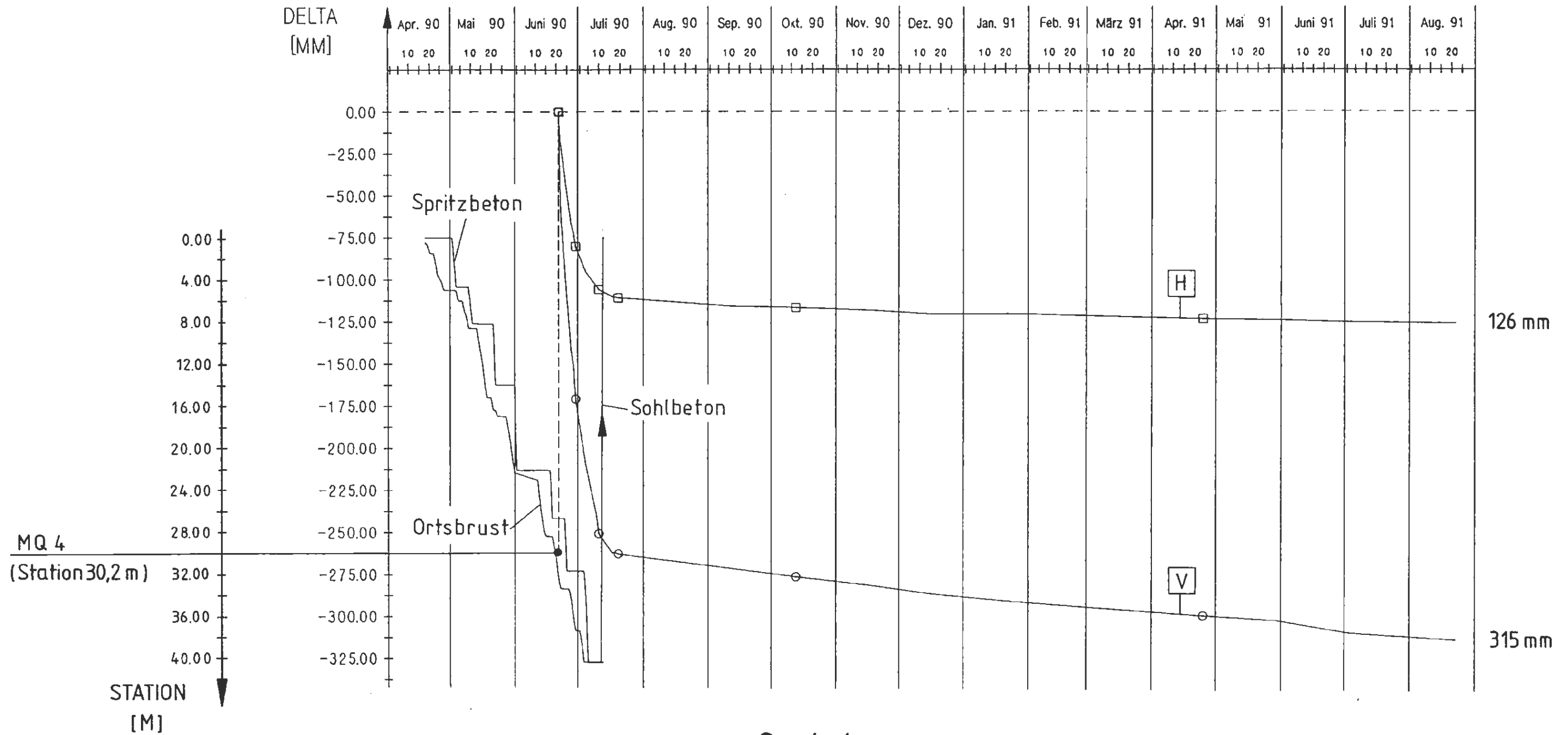
ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle





- Symbole:**
- Sohlhebung
 - Firstsenkung
 - Nullmessung (Stand der Ortsbrust bei Station 33,0 m)

Abb. All - 5.18
 MQ 4 (Station 30,2 m) : Nivellements
 Zeitlicher Verlauf der Firstsenkung
 und der Sohlhebung



Symbole :

- Vertikale Meßstrecke
- Horizontale Meßstrecke
- Nullmessung (Stand der Ortsbrust bei Station 31,0 m)

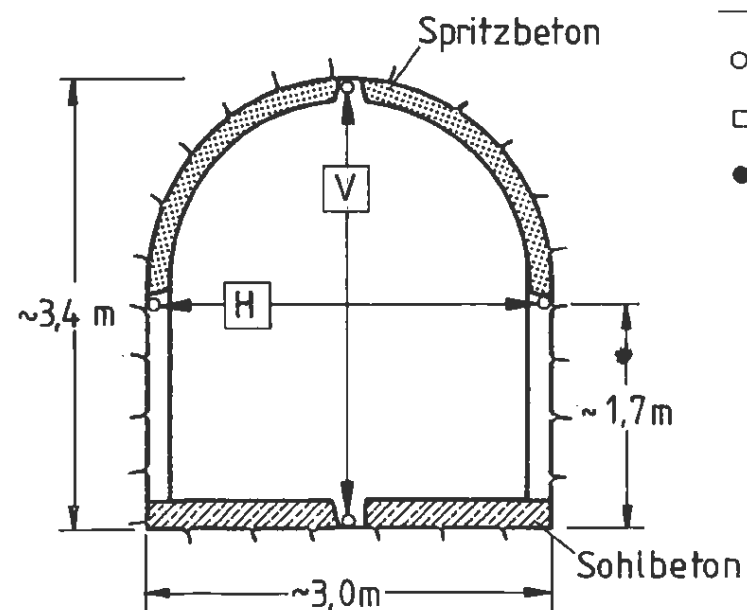
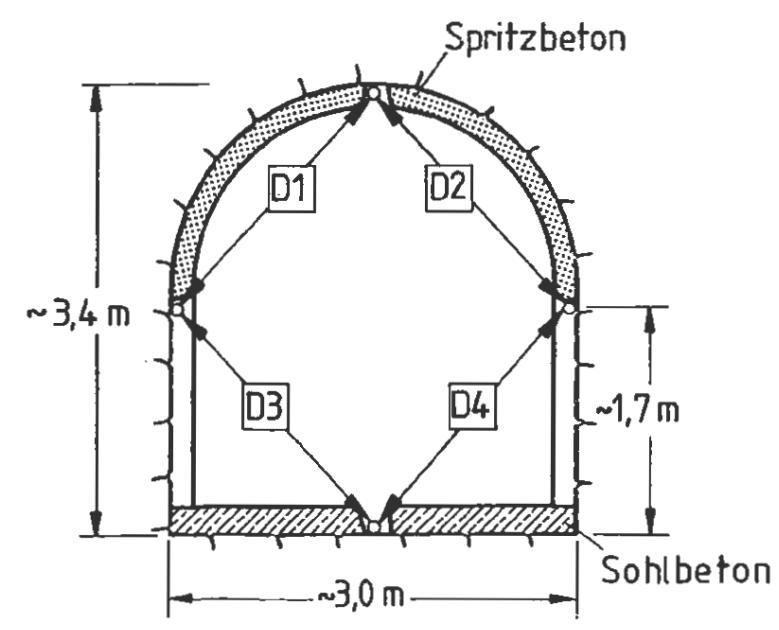
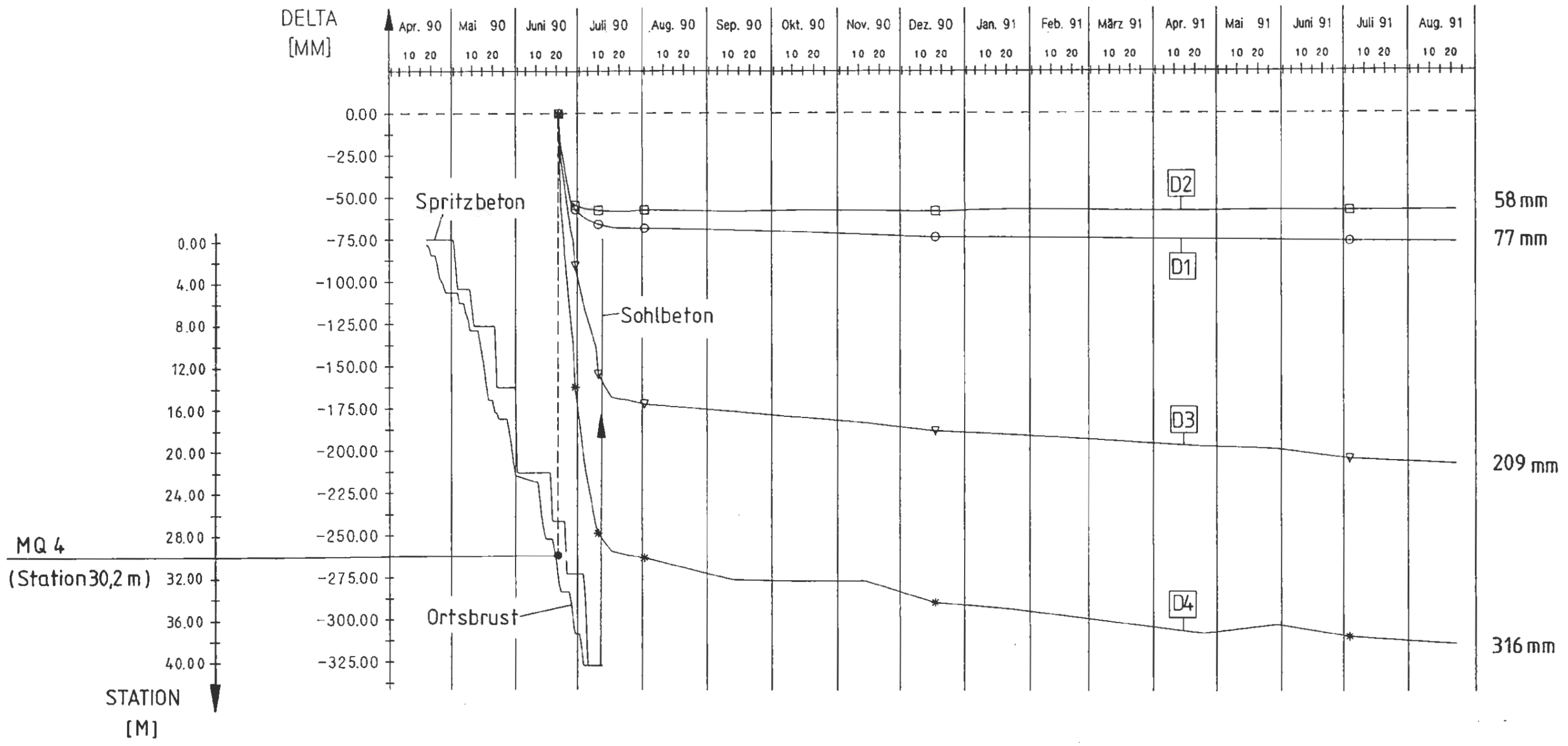


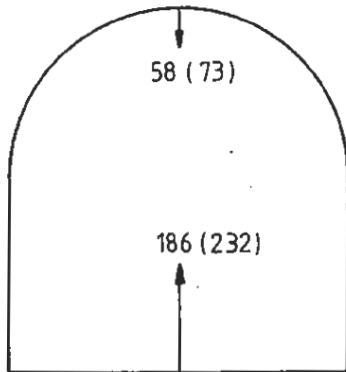
Abb. All - 5.19
MQ 4 (Station 30,2 m): Konvergenzmessungen
Zeitlicher Verlauf der vertikalen (V)
und der horizontalen (H) Konvergenzen



- Symbole :**
- Diagonale Meßstrecke D1
 - Diagonale Meßstrecke D2
 - ▽ Diagonale Meßstrecke D3
 - * Diagonale Meßstrecke D4
 - Nullmessung (Stand der Ortsbrust bei Station 31,0 m)

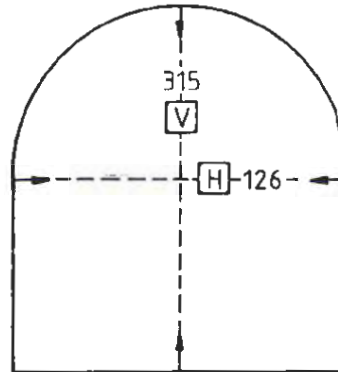
Abb. All - 5.20
 MQ 4 (Station 30,2 m) : Konvergenzmessungen
 Zeitlicher Verlauf der diagonalen
 Konvergenzen (D1 bis D4)

Nivellements



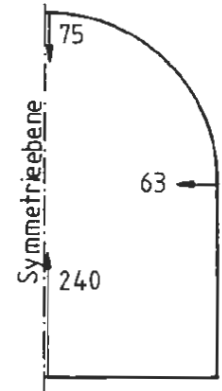
Nullmessung am 22.6.90
(Extrapolation auf
den 21.06.1990)

Horizontale und vertikale Konvergenzen

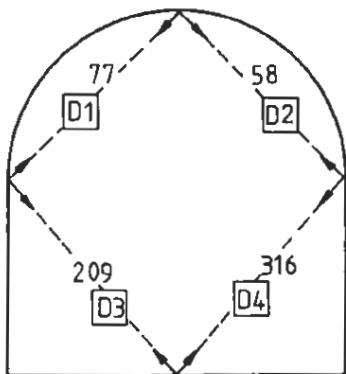


Nullmessung am 21.6.90

Näherung für die in
den Hohlraum ge-
richteten Verschie-
bungskomponenten



Diagonale Konvergenzen



Nullmessung am 21.6.90

Anmerkungen :

1. Extrapolation der Nivellements anhand der vom 21.6.90 bis zum 22.6.90 eingetretenen Vertikalkonvergenz (61mm).
2. Aufteilung der Horizontalkonvergenz auf beide Ulmen unter der Annahme symmetrischer Verformungen.
3. Aufteilung der Vertikalkonvergenz unter Berücksichtigung der Nivellements.

Verschiebungen in mm

Abb. All - 5.21

MQ 4 (Station 30,2 m):

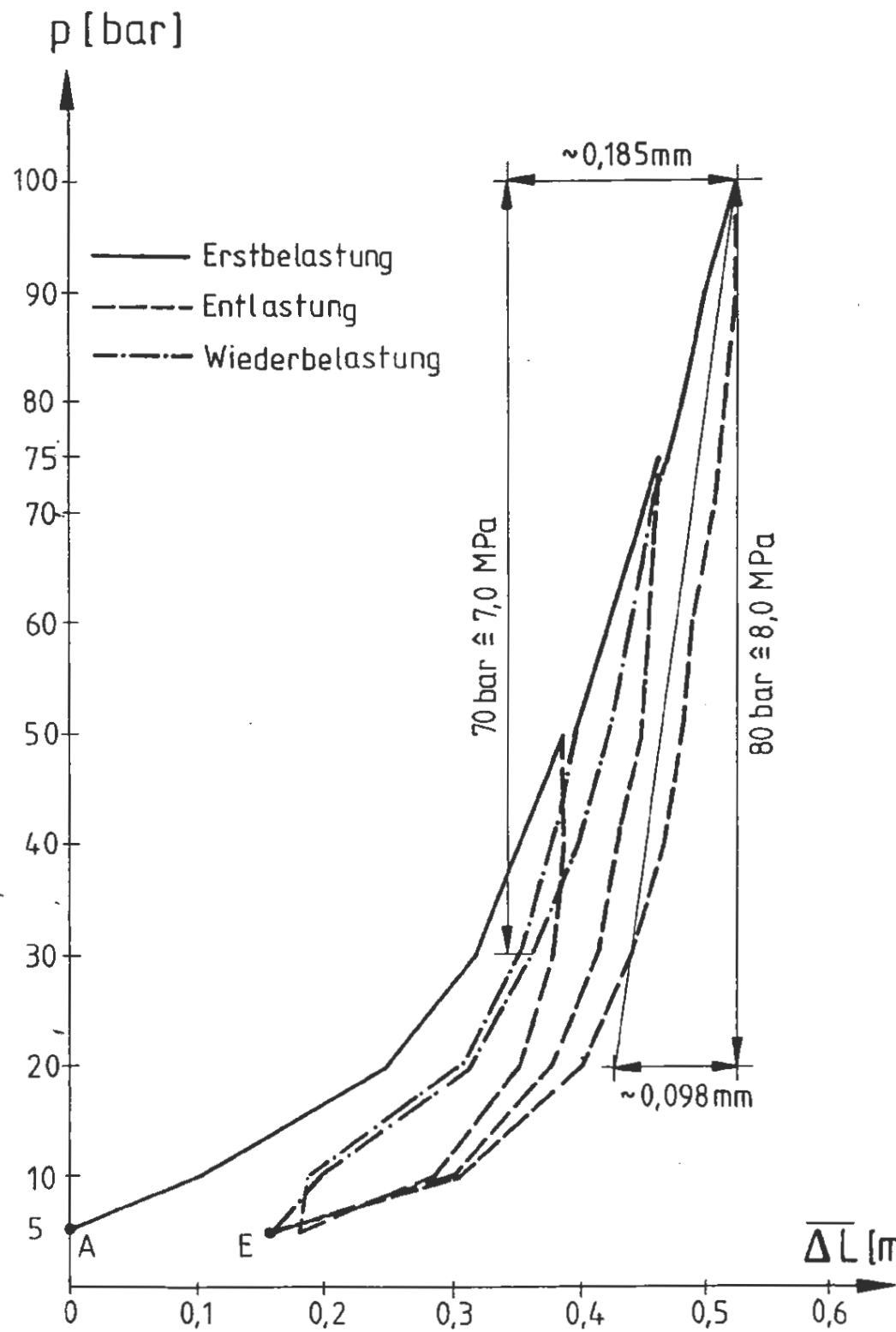
Ergebnisse der Nivellements und

Konvergenzmessungen (Stand 22.08.1991)



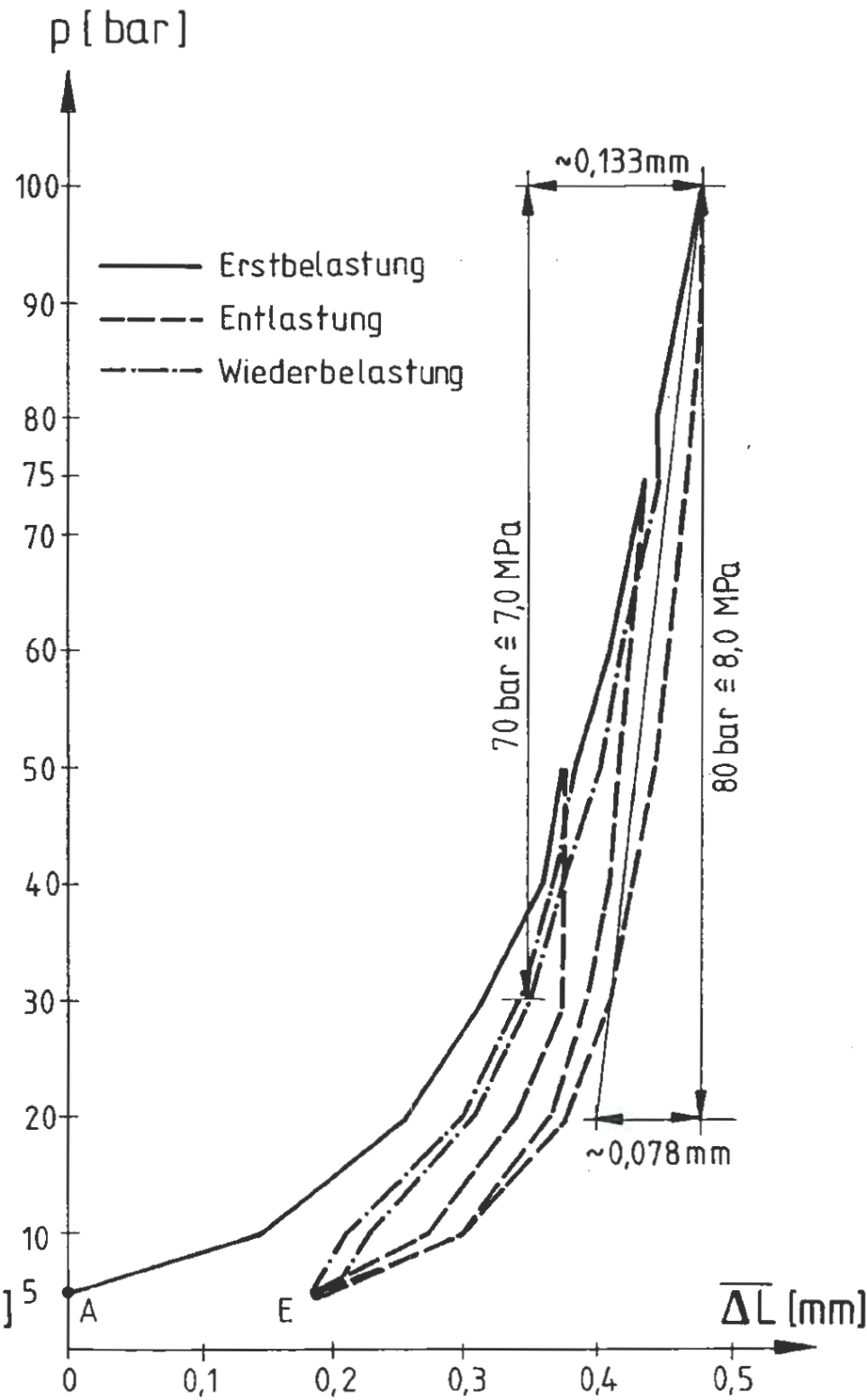
ENDLAGER KONRAD

Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle



gemittelte Arbeitslinie, Test Nr. (3.1)

Versuchstiefe 5,0 - 6,0 m



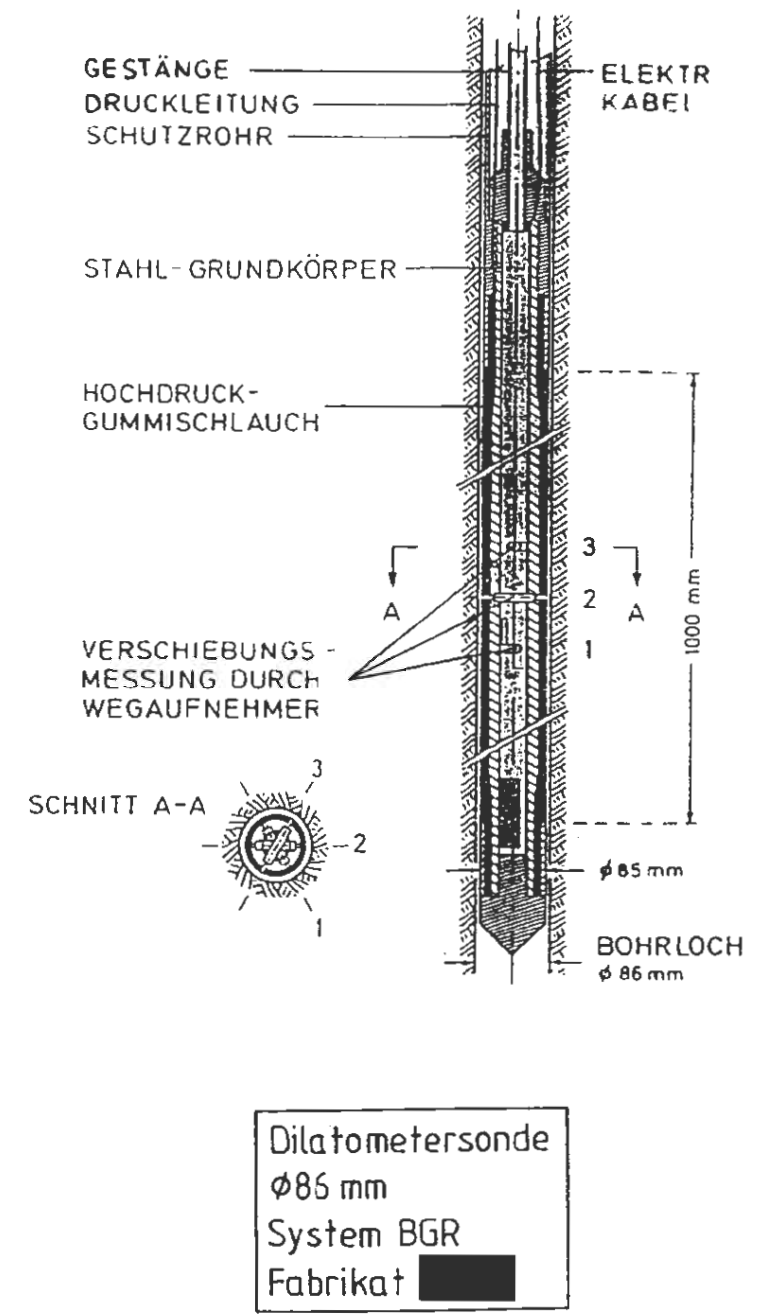
gemittelte Arbeitslinie, Test Nr. (3.8)

Versuchstiefe 24,5 - 25,5 m

Auswertung: $E = (1 + \nu) \cdot d \cdot \frac{\Delta p}{\Delta d}$ mit $\nu \approx 0,33$ und $d \approx 86 \text{ mm}$

Test Nr. (3.1); Belastung $E_B \approx 4.330 \text{ MPa}$
Entlastung $E_E \approx 9.370 \text{ MPa}$

Test Nr. (3.8): $E_B \approx 6.000 \text{ MPa}$
 $E_E \approx 11.710 \text{ MPa}$



Dilatometersonde
ø85 mm
System BGR
Fabrikat [Logo]

Abb. A II - 6.1

Dilatometerversuche in der Bohrung V 102
Versuchsgert und Auswertbeispiele

	G F	ENDLAGER KONRAD
	Untersuchungsprogramm 541 m - Sohle	

Teufe 0 m
 ≅ 541 m-Sohle

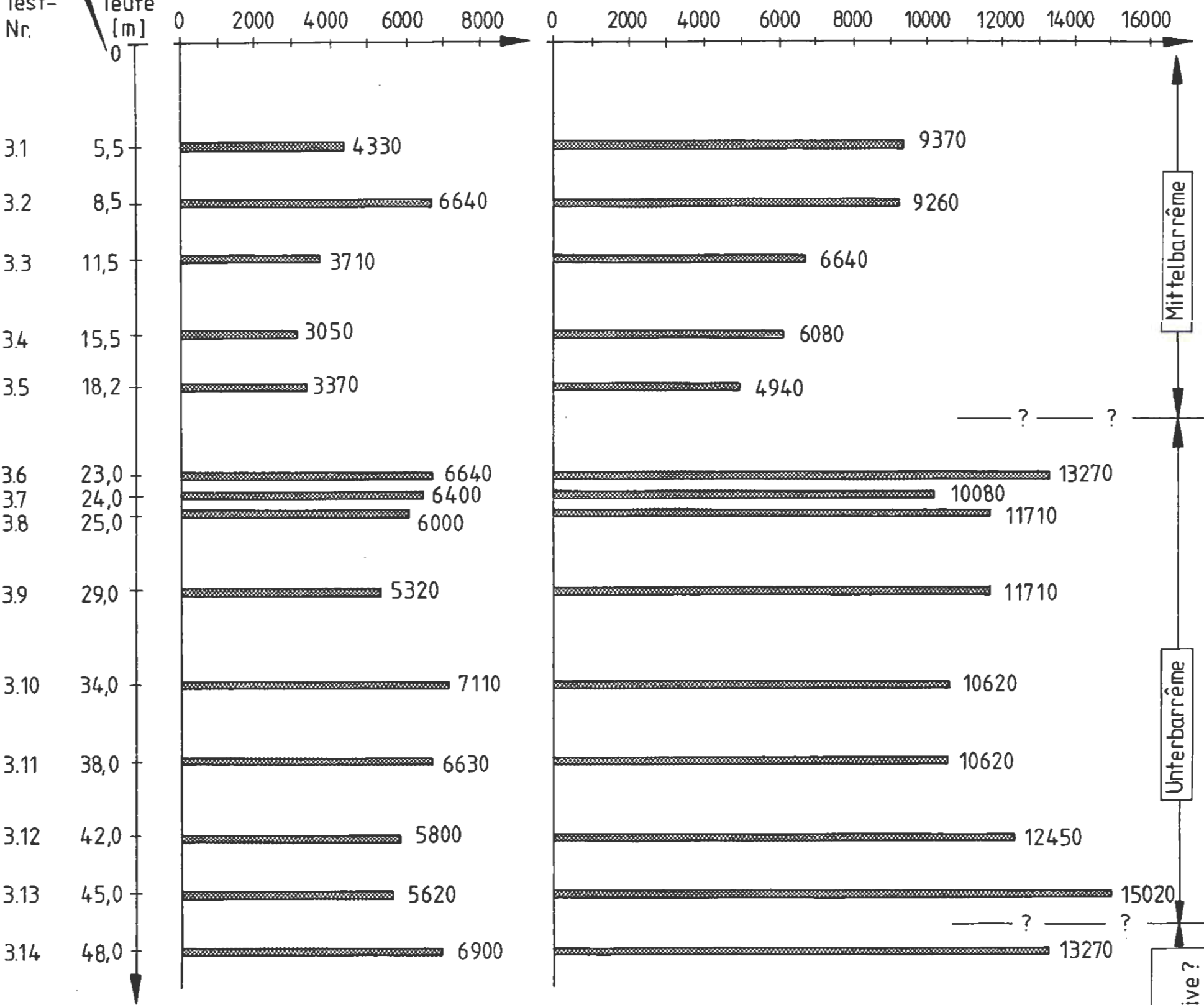
Belastung

Entlastung

Test-Nr.
 mittlere Teufe [m]

E_B [MN/m²]

E_E [MN/m²]



Bereich Mittelbarrême:

- Belastung :
 $\bar{E}_B = 4.220 \pm 1.430$ MN/m²
- Entlastung :
 $\bar{E}_E = 7.260 \pm 1.980$ MN/m²

Bereich Unterbarrême /

Oberhautreive :

- Belastung :
 $\bar{E}_B = 6.270 \pm 610$ MN/m²
- Entlastung :
 $\bar{E}_E = 12.080 \pm 1.590$ MN/m²

Arithmetische Mittelwerte und Standardabweichungen

Verformungsmoduln aus Dilatometerversuchen
in der Bohrung V 102

Abb. All - 6.2

Dilatometerversuche in der Bohrung V102
 Ergebnisse der Versuchsauswertung



ENDLAGER KONRAD
 Untersuchungsprogramm
 541 m - Sohle

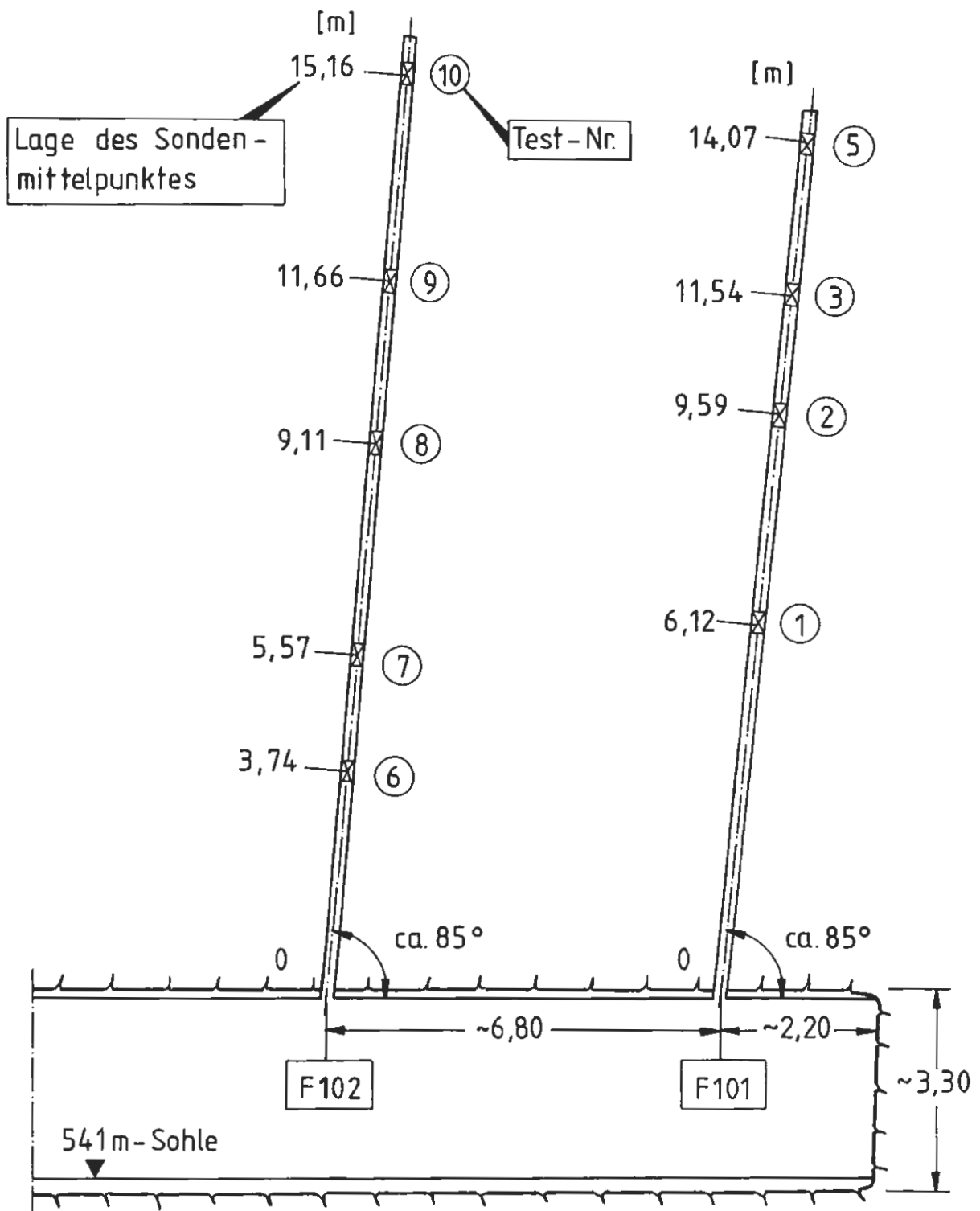


Abb. AII - 6.3

Primärspannungsmessungen in den Bohrungen F101 und F102

Lage der Versuchsorte

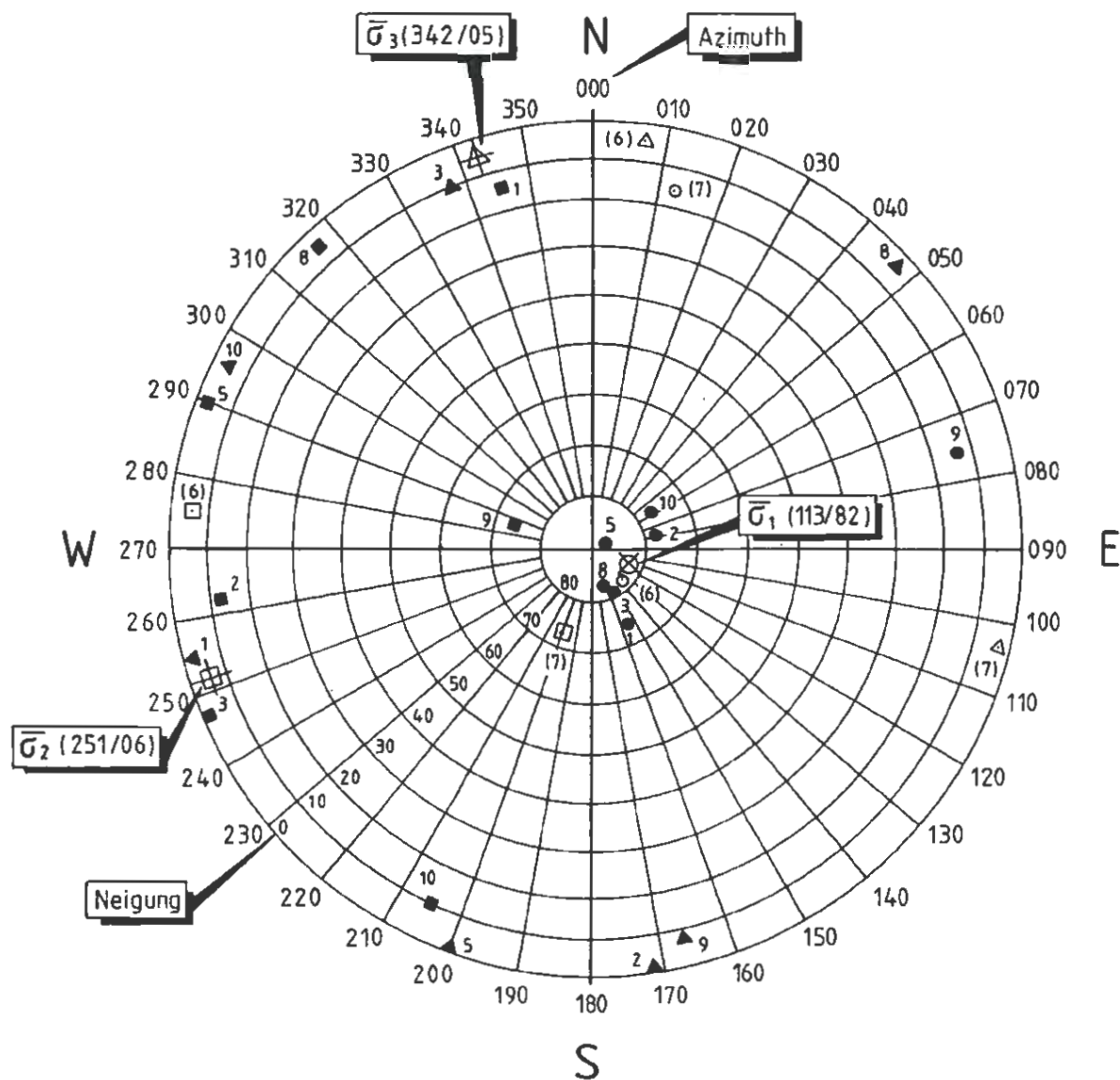


ENDLAGER KONRAD

Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle

Test Nr.	Bohrung	Teufe [m]	σ_1 [MN/m ²]	Azimuth [°]	Neigung [°]	σ_2 [MN/m ²]	Azimuth [°]	Neigung [°]	σ_3 [MN/m ²]	Azimuth [°]	Neigung [°]	in der Auswertung berücksichtigter E-Modul [MN/m ²]
①	F101	6,12	7,5	156	75	3,4	345	15	2,8	255	02	10.770
②	F101	9,59	6,5	078	78	3,7	262	12	2,9	171	01	10.770
③	F101	11,54	8,9	154	81	4,8	248	01	3,6	338	10	10.770
④	F101	Versuchsdurchführung nicht erfolgreich										
⑤	F101	14,07	5,0	076	87	3,3	290	03	2,9	200	02	10.770
⑥	F102	3,74	1,6	138	82	0,0	276	06	-0,5	007	05	10.770
⑦	F102	5,57	0,2	012	17	0,1	200	73	-1,7	103	02	10.770
⑧	F102	9,11	7,1	162	83	4,2	317	06	3,4	047	03	10.770
⑨	F102	11,66	7,8	075	14	6,0	287	74	4,2	167	08	10.770
⑩	F102	15,16	7,6	056	78	5,3	205	10	3,8	296	06	10.770
Kombinierte Auswertung (ohne Tests Nr. ⑥ u. ⑦)			6,9	113	82	4,4	251	06	3,8	342	05	10.770

Tabellarische Zusammenstellung der ausgewerteten Meßergebnisse



Hauptnormalspannungen

(Einzelergebnisse)

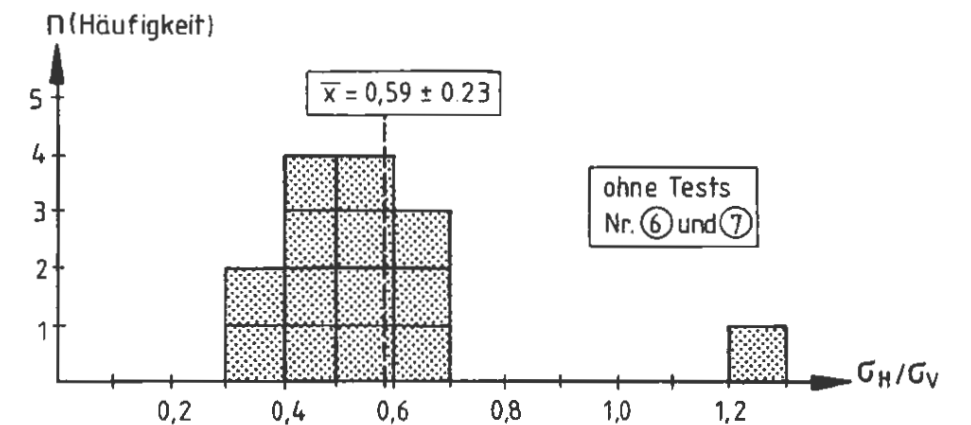
- σ_1 (größte)
- σ_2 (mittlere)
- ▲ σ_3 (kleinste)

○ □ △ Ergebnisse der Tests Nr. ⑥ und ⑦ erscheinen fragwürdig

Mittlere Hauptnormalspannungen

(Kombinierte Auswertung der Versuche ohne Tests Nr. ⑥ und ⑦)

- ⊗ $\bar{\sigma}_1 (= 6,9 \text{ MN/m}^2)$
- ⊕ $\bar{\sigma}_2 (= 4,4 \text{ MN/m}^2)$
- ⊖ $\bar{\sigma}_3 (= 3,8 \text{ MN/m}^2)$



$\sigma_{Hi} \hat{=} \sigma_{2i}$ bzw. σ_{3i}
 $\sigma_{Vi} \hat{=} \sigma_{1i}$ } bei Tests Nr. 1-5, 8, 10
 $\sigma_{Hi} \hat{=} \sigma_{1i}$ bzw. σ_{3i} , $\sigma_{Vi} = \sigma_{2i}$ bei Test Nr. 9

Verhältnis der Horizontal- zu den Vertikalspannungen, Statist. Auswertung

Abb. A II - 6.4

Primärspannungsmessungen in den Bohrungen F 101 und F 102
Ergebnisse der Versuchswertung

Darstellung der Hauptnormalspannungsrichtungen im Lotpunktdiagramm (Einzel- und Mittelwerte)

Deckblatt zur tabellarischen Zusammenstellung der einzelnen Versuchsergebnisse

Verzeichnis der Tabellen:

Tab. 1	WD-Tests in Bohrung W101
Tab. 2	WD-Tests in Bohrung W102
Tab. 3	WD-Tests in Bohrung W103
Tab. 4	WD-Tests in Bohrung W104
Tab. 5	WD-Tests in Bohrung W106
Tab. 6	WD-Tests in Bohrung W107
Tab. 7	WD-Tests in Bohrung W108
Tab. 8	WD-Tests in Bohrung W109
Tab. 9	WD-Tests in Bohrung W110

Abb. All - 6.5

Wasserabpreißversuche (WD-Tests)

Einzelergbnisse der Auswertungen

Bohrungen W 101-W104 und W106 - W110



ENDLAGER KONRAD

Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle

WD-Tests in Bohrung W101

		Verfahren nach ISRM				Verfahren nach THEIS				
Testabschnitt von - bis		Druck- stufe	Auswerte- zeitraum	mittlere Menge	Durchlässig- keitsbeiwert	vorherige Druck- stufe	Auswer- tezeit- raum	vorherige mittlere Menge	Druckänd./ logarithm. Zeiteinheit	Durchlässig- keitsbeiwert
[m]	[m]	p [bar]	t [s]	Q [m ³ /s]	k _f [m/s]	p [bar]	t [s]	Q [m ³ /s]	ΔH [mWS]	k _f [m/s]
1,50 - 3,00		3,92	312	2,31 · 10 ⁻⁷	2,00 · 10 ⁻⁹					
		4,93	288	2,05 · 10 ⁻⁸	1,42 · 10 ⁻⁹					
		4,87	280	2,49 · 10 ⁻⁷	1,74 · 10 ⁻⁹					
		3,01	330	1,02 · 10 ⁻⁷	1,15 · 10 ⁻⁹					
3,70 - 5,20		5,86	295	5,84 · 10 ⁻⁷	3,04 · 10 ⁻⁹					
		7,85	321	2,48 · 10 ⁻⁶	1,08 · 10 ⁻⁸					
		9,91	168	3,12 · 10 ⁻⁶	1,07 · 10 ⁻⁸	9,91	625	2,27 · 10 ⁻⁶	16,68	7,22 · 10 ⁻⁹
		7,96	355	3,58 · 10 ⁻⁷	1,53 · 10 ⁻⁹					
6,00 - 7,50		4,89	485	1,54 · 10 ⁻⁸	1,07 · 10 ⁻¹⁰					
		7,33	796	2,38 · 10 ⁻⁸	1,11 · 10 ⁻¹⁰					
		7,34	435	5,88 · 10 ⁻⁸	2,73 · 10 ⁻¹⁰	9,84	1.693	9,49 · 10 ⁻⁸	5,97	8,44 · 10 ⁻¹⁰
		4,87	386	1,65 · 10 ⁻⁸	1,15 · 10 ⁻¹⁰					
8,50 - 10,00		4,81	330	6,99 · 10 ⁻⁸	4,95 · 10 ⁻¹⁰					
		7,31	337	8,30 · 10 ⁻⁸	3,86 · 10 ⁻¹⁰					
		7,32	393	6,54 · 10 ⁻⁸	3,04 · 10 ⁻¹⁰	9,98	1.216	1,33 · 10 ⁻⁷	10,36	7,03 · 10 ⁻¹⁰
		4,82	405	3,05 · 10 ⁻⁸	2,15 · 10 ⁻¹⁰					

Abb. A11-6.5, Tabelle 1

WD-Tests in Bohrung W102 (Teil 1)

		Verfahren nach ISRM				Verfahren nach THEIS				
Testabschnitt von - bis		Druck- stufe	Auswerte- zeitraum	mittlere Menge	Durchlässig- keitsbeiwert	vorherige Druck- stufe	Auswer- tezeit- raum	vorherige mittlere Menge	Druckänd./ logarithm. Zeiteinheit	Durchlässig- keitsbeiwert
[m]	[m]	p [bar]	t [s]	Q [m ³ /s]	k _f [m/s]	p [bar]	t [s]	Q [m ³ /s]	ΔH [mWS]	k _f [m/s]
1,50 - 3,00		3,04	305	1,65 · 10 ⁻⁶	1,85 · 10 ⁻⁸					
		3,92	276	1,14 · 10 ⁻⁶	9,90 · 10 ⁻⁹					
		4,92	270	1,21 · 10 ⁻⁶	8,37 · 10 ⁻⁹					
		3,95	333	8,54 · 10 ⁻⁷	7,34 · 10 ⁻⁹	4,92	856	1,51 · 10 ⁻⁶	21,83	3,67 · 10 ⁻⁹
		2,99	370	4,38 · 10 ⁻⁷	4,99 · 10 ⁻⁹					
3,70 - 5,20		4,94	387	4,22 · 10 ⁻⁸	2,91 · 10 ⁻¹⁰					
		7,41	384	6,50 · 10 ⁻⁸	2,99 · 10 ⁻¹⁰					
		8,94	341	7,91 · 10 ⁻⁸	3,01 · 10 ⁻¹⁰	8,94	1.882	1,27 · 10 ⁻⁷	9,34	7,10 · 10 ⁻¹⁰
		7,40	715	2,26 · 10 ⁻⁸	1,04 · 10 ⁻¹⁰					
		4,94	965	5,00 · 10 ⁻⁹	3,44 · 10 ⁻¹¹					
6,00 - 7,50		4,88	653	1,29 · 10 ⁻⁸	8,96 · 10 ⁻¹¹					
		7,38	379	1,28 · 10 ⁻⁸	5,91 · 10 ⁻¹¹					
		9,86	381	9,10 · 10 ⁻⁹	3,14 · 10 ⁻¹¹	9,86	2.068	7,84 · 10 ⁻⁸	0,99	4,82 · 10 ⁻⁹
		7,41	1265	2,00 · 10 ⁻⁹	9,19 · 10 ⁻¹²					
		4,89	488	1,21 · 10 ⁻⁸	8,42 · 10 ⁻¹¹					

Abb. A11-6.5 , Tabelle 2.1

WD-Tests in Bohrung W102 (Teil 2)

		Verfahren nach ISRM				Verfahren nach THEIS				
Testabschnitt von - bis		Druck- stufe	Auswerte- zeitraum	mittlere Menge	Durchlässig- keitsbeiwert	vorherige Druck- stufe	Auswer- tezeit- raum	vorherige mittlere Menge	Druckänd./ logarithm. Zeiteinheit	Durchlässig- keitsbeiwert
[m]	[m]	p [bar]	t [s]	Q [m ³ /s]	k _f [m/s]	p [bar]	t [s]	Q [m ³ /s]	ΔH [mWS]	k _f [m/s]
8,50 - 10,00		4,86	326	7,18 · 10 ⁻⁸	5,03 · 10 ⁻¹⁰					
		7,35	328	5,55 · 10 ⁻⁸	2,57 · 10 ⁻¹⁰					
		9,83	313	3,90 · 10 ⁻⁸	1,35 · 10 ⁻¹⁰	9,83	1.751	7,86 · 10 ⁻⁸	6,19	6,74 · 10 ⁻¹⁰
		7,35	406	4,90 · 10 ⁻⁹	2,27 · 10 ⁻¹¹					
		4,88	397	3,43 · 10 ⁻⁹	2,39 · 10 ⁻¹¹					
		9,87	498	6,47 · 10 ⁻⁹	2,33 · 10 ⁻¹¹					

WD-Tests in Bohrung W103

		Verfahren nach ISRM				Verfahren nach THEIS				
Testabschnitt von - bis		Druck- stufe	Auswerte- zeitraum	mittlere Menge	Durchlässig- keitsbeiwert	vorherige Druck- stufe	Auswer- tezeit- raum	vorherige mittlere Menge	Druckänd./ logarithm. Zeiteinheit	Durchlässig- keitsbeiwert
[m]	[m]	p [bar]	t [s]	Q [m ³ /s]	k _f [m/s]	p [bar]	t [s]	Q [m ³ /s]	ΔH [mWS]	k _f [m/s]
1,50 - 3,00		3,03	144	1,60 · 10 ⁻⁵	1,79 · 10 ⁻⁷					
		2,03	143	1,20 · 10 ⁻⁵	2,01 · 10 ⁻⁷					
3,70 - 5,20		4,04	204	1,64 · 10 ⁻⁵	1,38 · 10 ⁻⁷					
		4,97	68	6,89 · 10 ⁻⁶	4,72 · 10 ⁻⁸					
		3,88	205	4,99 · 10 ⁻⁶	4,38 · 10 ⁻⁸					
6,00 - 7,50		2,96	142	2,01 · 10 ⁻⁶	2,31 · 10 ⁻⁸					
		3,88	210	2,32 · 10 ⁻⁶	2,03 · 10 ⁻⁸					
		4,84	200	2,98 · 10 ⁻⁶	2,10 · 10 ⁻⁸					
		7,41	144	4,59 · 10 ⁻⁶	2,11 · 10 ⁻⁸	9,81	321	3,95 · 10 ⁻⁶	22,77	9,19 · 10 ⁻⁹
7,85 - 9,35		4,96	319	5,38 · 10 ⁻⁷	3,70 · 10 ⁻⁹					
		7,39	339	1,10 · 10 ⁻⁶	5,08 · 10 ⁻⁹					
		9,82	370	1,53 · 10 ⁻⁶	5,31 · 10 ⁻⁹					
		7,38	440	1,08 · 10 ⁻⁶	4,98 · 10 ⁻⁹					
		4,89	225	5,28 · 10 ⁻⁷	3,68 · 10 ⁻⁹					

WD-Tests in Bohrung W104

		Verfahren nach ISRM				Verfahren nach THEIS				
Testabschnitt von - bis		Druck- stufe	Auswerte- zeitraum	mittlere Menge	Durchlässig- keitsbeiwert	vorherige Druck- stufe	Auswer- tezeit- raum	vorherige mittlere Menge	Druckänd./ logarithm. Zeiteinheit	Durchlässig- keitsbeiwert
[m]	[m]	p [bar]	t [s]	Q [m ³ /s]	k _f [m/s]	p [bar]	t [s]	Q [m ³ /s]	ΔH [mWS]	k _f [m/s]
1,50 - 3,00		4,96	138	2,82 · 10 ⁻⁶	1,94 · 10 ⁻⁸	4,96	697	3,59 · 10 ⁻⁶	18,78	1,01 · 10 ⁻⁹
		3,96	317	1,48 · 10 ⁻⁶	1,28 · 10 ⁻⁸					
		2,98	315	1,02 · 10 ⁻⁶	1,16 · 10 ⁻⁸					
3,70 - 5,20		4,97	415	6,64 · 10 ⁻⁸	4,55 · 10 ⁻¹⁰	9,92	1.870	2,62 · 10 ⁻⁷	16,43	8,45 · 10 ⁻¹⁰
		7,41	448	3,57 · 10 ⁻⁸	1,64 · 10 ⁻¹⁰					
		7,42	557	4,68 · 10 ⁻⁸	2,15 · 10 ⁻¹⁰					
		4,92	1160	8,40 · 10 ⁻⁹	5,82 · 10 ⁻¹¹					
6,00 - 7,50		7,47	340	6,82 · 10 ⁻⁷	3,11 · 10 ⁻⁹	9,90	1.210	2,65 · 10 ⁻⁶	35,41	3,96 · 10 ⁻⁹
		4,88	285	3,43 · 10 ⁻⁷	2,39 · 10 ⁻⁹					
8,50 - 10,00		7,38	271	3,53 · 10 ⁻⁷	1,63 · 10 ⁻⁹	7,38	1.111	3,67 · 10 ⁻⁷	1,75	1,10 · 10 ⁻⁸
		9,99	225	7,90 · 10 ⁻⁷	2,69 · 10 ⁻⁹					

Abb. A11-6.5, Tabelle 4

WD-Tests in Bohrung W106

		Verfahren nach ISRM				Verfahren nach THEIS				
Testabschnitt von - bis		Druck- stufe	Auswerte- zeitraum	mittlere Menge	Durchlässig- keitsbeiwert	vorherige Druck- stufe	Auswer- tezeit- raum	vorherige mittlere Menge	Druckänd./ logarithm. Zeiteinheit	Durchlässig- keitsbeiwert
[m]	[m]	p [bar]	t [s]	Q [m ³ /s]	k _f [m/s]	p [bar]	t [s]	Q [m ³ /s]	ΔH [mWS]	k _f [m/s]
1,50 - 3,00		6,98	326	1,12 · 10 ⁻⁶	5,47 · 10 ⁻⁹					
		9,32	144	6,92 · 10 ⁻⁶	2,53 · 10 ⁻⁸					
		6,92	250	3,90 · 10 ⁻⁶	1,92 · 10 ⁻⁸					
		4,52	330	1,73 · 10 ⁻⁶	1,30 · 10 ⁻⁸					
4,00 - 5,50		9,66	238	1,71 · 10 ⁻⁶	6,02 · 10 ⁻⁹	9,66	204	1,73 · 10 ⁻⁶	30,58	3,01 · 10 ⁻⁹
		6,87	228	8,07 · 10 ⁻⁷	4,00 · 10 ⁻⁹					
6,50 - 8,00		4,24	296	1,86 · 10 ⁻⁶	1,49 · 10 ⁻⁸					
		4,31	126	1,62 · 10 ⁻⁶	1,28 · 10 ⁻⁸					
8,50 - 10,00		8,82	46	5,67 · 10 ⁻⁶	2,19 · 10 ⁻⁸	8,82	636	2,85 · 10 ⁻⁶	19,87	7,60 · 10 ⁻⁹

Abb. A11-6.5, Tabelle 5

WD-Tests in Bohrung W107

		Verfahren nach ISRM				Verfahren nach THEIS				
Testabschnitt von - bis		Druck- stufe	Auswerte- zeitraum	mittlere Menge	Durchlässig- keitsbeiwert	vorherige Druck- stufe	Auswer- tezeit- raum	vorherige mittlere Menge	Druckänd./ logarithm. Zeiteinheit	Durchlässig- keitsbeiwert
[m]	[m]	p [bar]	t [s]	Q [m ³ /s]	k _f [m/s]	p [bar]	t [s]	Q [m ³ /s]	ΔH [mWS]	k _f [m/s]
1,75 - 3,25		4,72	200	2,98 · 10 ⁻⁷	2,15 · 10 ⁻⁹					
		5,01	415	3,26 · 10 ⁻⁷	2,22 · 10 ⁻⁹					
6,20 - 7,70		1,97	432	3,83 · 10 ⁻⁶	6,60 · 10 ⁻⁸	1,97	252	3,78 · 10 ⁻⁶	11,02	1,82 · 10 ⁻⁸
		2,98	216	3,40 · 10 ⁻⁶	3,88 · 10 ⁻⁸	3,82	629	3,40 · 10 ⁻⁶	39,01	4,62 · 10 ⁻⁹
		5,14	324	5,51 · 10 ⁻⁷	3,65 · 10 ⁻⁹					
17,70 - 19,20		2,31	148	2,15 · 10 ⁻⁷	3,17 · 10 ⁻⁹					
		2,22	306	3,45 · 10 ⁻⁷	5,29 · 10 ⁻⁹					
		3,13	294	4,84 · 10 ⁻⁷	5,27 · 10 ⁻⁹	3,13	1.668	5,84 · 10 ⁻⁷	11,63	2,66 · 10 ⁻⁹
		5,05	350	6,43 · 10 ⁻⁷	4,33 · 10 ⁻⁹					
		6,11	116	6,61 · 10 ⁻⁷	3,68 · 10 ⁻⁹					
		6,69	226	1,40 · 10 ⁻⁶	7,11 · 10 ⁻⁹	6,69	3.498	1,01 · 10 ⁻⁶	33,56	1,59 · 10 ⁻⁹
		5,10	690	5,17 · 10 ⁻⁷	3,45 · 10 ⁻⁹	5,10	122	5,05 · 10 ⁻⁷	6,88	3,89 · 10 ⁻⁹
	4,21	262	3,80 · 10 ⁻⁷	3,07 · 10 ⁻⁹						

WD-Tests in Bohrung W108

		Verfahren nach ISRM				Verfahren nach THEIS				
Testabschnitt von - bis		Druck- stufe	Auswerte- zeitraum	mittlere Menge	Durchlässig- keitsbeiwert	vorherige Druck- stufe	Auswer- tezeit- raum	vorherige mittlere Menge	Druckkänd./ logarithm. Zeiteinheit	Durchlässig- keitsbeiwert
[m]	[m]	p [bar]	t [s]	Q [m ³ /s]	k _f [m/s]	p [bar]	t [s]	Q [m ³ /s]	ΔH [mWS]	k _f [m/s]
0,50	- 1,50	Kein Druckaufbau								
2,50	- 4,50	umläufig zu W101								
5,50	- 7,50	9,86	890	2,57 · 10 ⁻⁹	6,65 · 10 ⁻¹²					
		11,90	1.510	3,65 · 10 ⁻⁹	7,84 · 10 ⁻¹²					
8,50	- 10,50	9,97	580	6,22 · 10 ⁻⁹	1,59 · 10 ⁻¹¹					
		11,95	630	1,25 · 10 ⁻⁸	2,67 · 10 ⁻¹¹					
		12,96	540	2,03 · 10 ⁻⁸	4,00 · 10 ⁻¹¹					
		13,97	420	2,32 · 10 ⁻⁸	4,24 · 10 ⁻¹¹					
		14,99	510	3,97 · 10 ⁻⁸	6,77 · 10 ⁻¹¹					
13,00	- 15,00	Packer umläufig								
12,00	- 15,00									
11,60	- 15,00									
20,00	- 21,00									

Abb. A11 - 6.5 , Tabelle 7

WD-Tests in Bohrung W109 (Teil 1)

		Verfahren nach ISRM				Verfahren nach THEIS				
Testabschnitt von - bis		Druck- stufe	Auswerte- zeitraum	mittlere Menge	Durchlässig- keitsbeiwert	vorherige Druck- stufe	Auswer- tezeit- raum	vorherige mittlere Menge	Druckänd./ logarithm. Zeiteinheit	Durchlässig- keitsbeiwert
[m]	[m]	p [bar]	t [s]	Q [m ³ /s]	k _f [m/s]	p [bar]	t [s]	Q [m ³ /s]	ΔH [mWS]	k _f [m/s]
0,60 - 1,50		Kein Druckaufbau								
3,00 - 4,50		0,92	2.080	4,17 · 10 ⁻⁹	1,54 · 10 ⁻¹⁰	4,82	11.350	1,07 · 10 ⁻⁷	48,24	1,18 · 10 ⁻¹⁰
		1,81	1.210	1,50 · 10 ⁻⁸	2,82 · 10 ⁻¹⁰					
		2,83	1.010	9,37 · 10 ⁻⁸	1,13 · 10 ⁻⁹					
		3,81	470	1,07 · 10 ⁻⁷	9,54 · 10 ⁻¹⁰					
		4,82	790	1,31 · 10 ⁻⁷	9,26 · 10 ⁻¹⁰					
5,00 - 7,50		4,82	1.520	1,36 · 10 ⁻⁷	9,58 · 10 ⁻¹⁰					
		2,46	1.590	1,05 · 10 ⁻⁷	8,72 · 10 ⁻¹⁰					
		4,63	420	2,97 · 10 ⁻⁷	1,31 · 10 ⁻⁹					
		7,41	410	6,65 · 10 ⁻⁷	1,83 · 10 ⁻⁹					
		9,83	150	5,21 · 10 ⁻⁷	1,08 · 10 ⁻⁹					
8,50 - 10,50		9,70	360	7,66 · 10 ⁻⁷	1,58 · 10 ⁻⁹					
		2,07	550	3,44 · 10 ⁻⁷	4,24 · 10 ⁻⁹					
		3,03	390	4,91 · 10 ⁻⁷	4,14 · 10 ⁻⁹					
		4,88	280	1,18 · 10 ⁻⁶	6,19 · 10 ⁻⁹					
		7,10	650	7,32 · 10 ⁻⁷	2,59 · 10 ⁻⁹					

Abb AII-6.5, Tabelle 8.1

WD-Tests in Bohrung W109 (Teil 2)

		Verfahren nach ISRM				Verfahren nach THEIS				
Testabschnitt von - bis		Druck- stufe	Auswerte- zeitraum	mittlere Menge	Durchlässig- keitsbeiwert	vorherige Druck- stufe	Auswer- tezeit- raum	vorherige mittlere Menge	Druckänd./ logarithm. Zeiteinheit	Durchlässig- keitsbeiwert
[m]	[m]	p [bar]	t [s]	Q [m ³ /s]	k _f [m/s]	p [bar]	t [s]	Q [m ³ /s]	ΔH [mWS]	k _f [m/s]
12,50 - 13,50		_____ Packer umläufig _____								
15,50 - 16,50		_____ Packer umläufig _____								
20,00 - 21,00		1,96	350	5,69 · 10 ⁻¹⁰	1,45 · 10 ⁻¹¹					
		2,89	250	2,11 · 10 ⁻⁹	3,66 · 10 ⁻¹¹					
		7,32	960	3,37 · 10 ⁻⁹	2,30 · 10 ⁻¹¹					
		9,75	1.930	2,60 · 10 ⁻⁹	1,34 · 10 ⁻¹¹					
		10,82	880	1,17 · 10 ⁻⁸	5,43 · 10 ⁻¹¹					
		11,87	840	7,05 · 10 ⁻⁹	2,98 · 10 ⁻¹¹					

Abb AII-6.5, Tabelle 82

WD-Tests in Bohrung W110 (Teil 1)

		Verfahren nach ISRM				Verfahren nach THEIS				
Testabschnitt von - bis		Druck- stufe	Auswerte- zeitraum	mittlere Menge	Durchlässig- keitsbeiwert	vorherige Druck- stufe	Auswer- tezeit- raum	vorherige mittlere Menge	Druckänd./ logarithm. Zeiteinheit	Durchlässig- keitsbeiwert
[m]	[m]	p [bar]	t [s]	Q [m ³ /s]	k _f [m/s]	p [bar]	t [s]	Q [m ³ /s]	ΔH [mWS]	k _f [m/s]
3,50 - 4,50	*)	9,77	670	5,38 · 10 ⁻⁹	2,82 · 10 ⁻¹¹					
		11,77	600	1,10 · 10 ⁻⁸	4,78 · 10 ⁻¹¹					
2,50 - 4,50	*)	7,38	180	1,13 · 10 ⁻⁷	3,93 · 10 ⁻¹⁰					
		9,49	200	3,00 · 10 ⁻⁷	8,09 · 10 ⁻¹⁰					
		9,85	600	5,05 · 10 ⁻⁸	1,28 · 10 ⁻¹⁰					
6,50 - 9,00		1,84	580	3,37 · 10 ⁻⁸	3,74 · 10 ⁻¹⁰					
		3,44	430	3,74 · 10 ⁻⁷	2,22 · 10 ⁻⁹					
5,50 - 9,00		4,86	370	4,97 · 10 ⁻⁸	1,49 · 10 ⁻¹⁰					
		6,34	590	6,71 · 10 ⁻⁸	1,55 · 10 ⁻¹⁰					
		7,81	340	9,99 · 10 ⁻⁸	1,87 · 10 ⁻¹⁰					
		9,55	670	1,58 · 10 ⁻⁷	2,41 · 10 ⁻¹⁰					
		9,73	680	1,08 · 10 ⁻⁷	1,61 · 10 ⁻¹⁰					
11,50 - 13,50	*)	7,84	620	2,59 · 10 ⁻⁸	8,42 · 10 ⁻¹¹					
		9,84	310	7,43 · 10 ⁻⁸	1,93 · 10 ⁻¹⁰					
		11,78	220	1,06 · 10 ⁻⁷	2,31 · 10 ⁻¹⁰					

Abb. A11-6.5, Tabelle 9.1

WD-Tests in Bohrung W110 (Teil 2)

		Verfahren nach ISRM				Verfahren nach THEIS				
Testabschnitt von - bis		Druck- stufe	Auswerte- zeitraum	mittlere Menge	Durchlässig- keitsbeiwert	vorherige Druck- stufe	Auswer- tezeit- raum	vorherige mittlere Menge	Druckänd./ logarithm. Zeiteinheit	Durchlässig- keitsbeiwert
[m]	[m]	p [bar]	t [s]	Q [m ³ /s]	k _f [m/s]	p [bar]	t [s]	Q [m ³ /s]	ΔH [mWS]	k _f [m/s]
16,00 - 18,30		1,87	140	2,88 · 10 ⁻⁹	3,44 · 10 ⁻¹¹					
	*)	2,69	160	3,59 · 10 ⁻¹¹	2,96 · 10 ⁻¹⁰					
		3,71	420	7,10 · 10 ⁻⁸	4,25 · 10 ⁻¹⁰					
		5,62	710	1,61 · 10 ⁻⁷	6,37 · 10 ⁻¹⁰					
		7,28	400	3,46 · 10 ⁻⁷	1,05 · 10 ⁻⁹					
22,00 - 24,00		8,76	570	3,71 · 10 ⁻⁸	1,08 · 10 ⁻¹⁰					
28,90 - 30,40		2,33	760	8,18 · 10 ⁻⁸	1,18 · 10 ⁻⁹					
	*)	8,90	540	1,57 · 10 ⁻⁶	5,80 · 10 ⁻⁹					

*) Anmerkung:

Auswertungen unter Vorbehalt, da während der Versuche z.T. Anstieg des Druckes im Verpreßabschnitt bis zu mehreren bar bei konstanter Verpreßmenge festgestellt bzw. stetige Verringerung der Verpreßmenge zur Konstanthaltung des Druckes erforderlich.

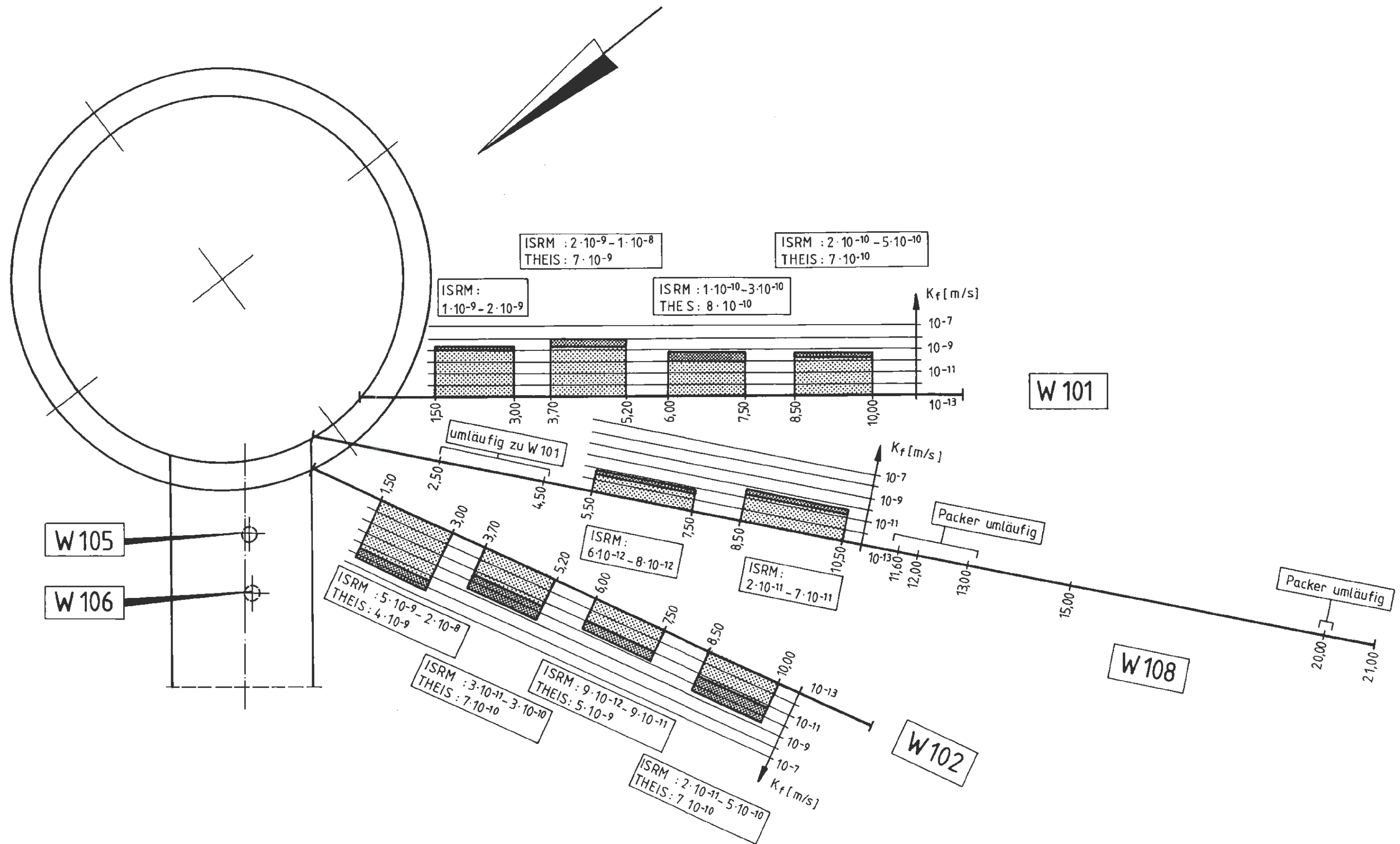
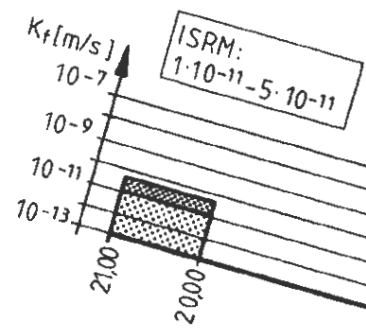
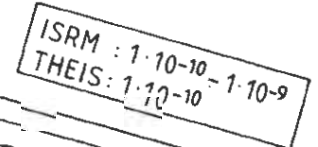
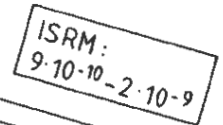
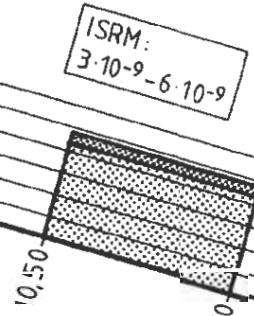


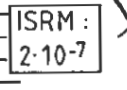
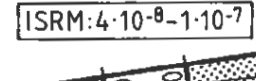
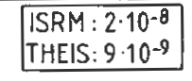
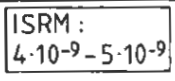
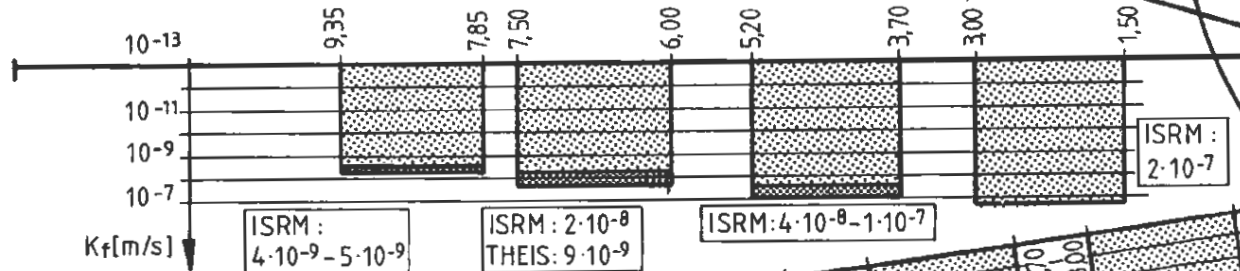
Abb. AII - 6.6
 Wasserabpreßversuche (WD-Tests)
 Ergebnisse in der Übersicht
 Bohrungen W101, W102, W108



W 109



W 103



W 104

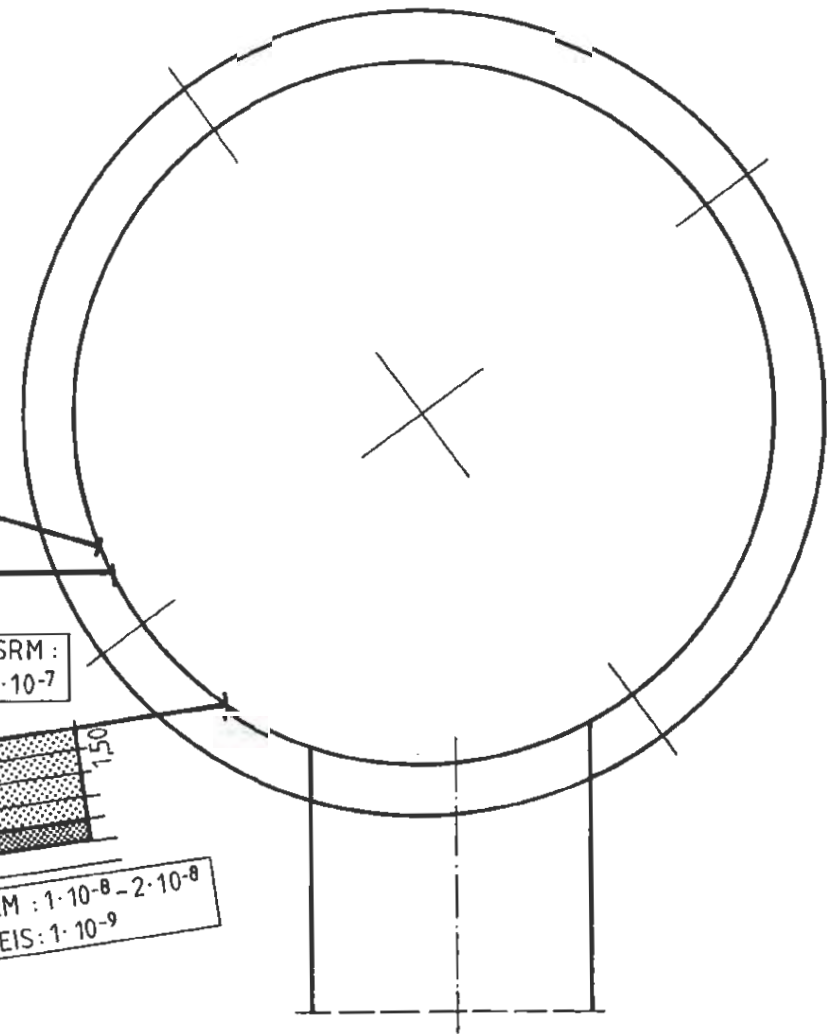
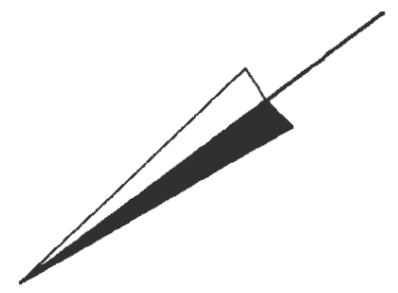
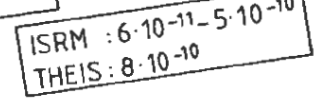
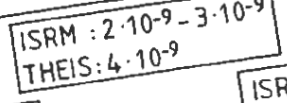
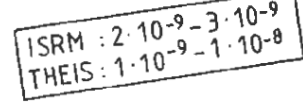
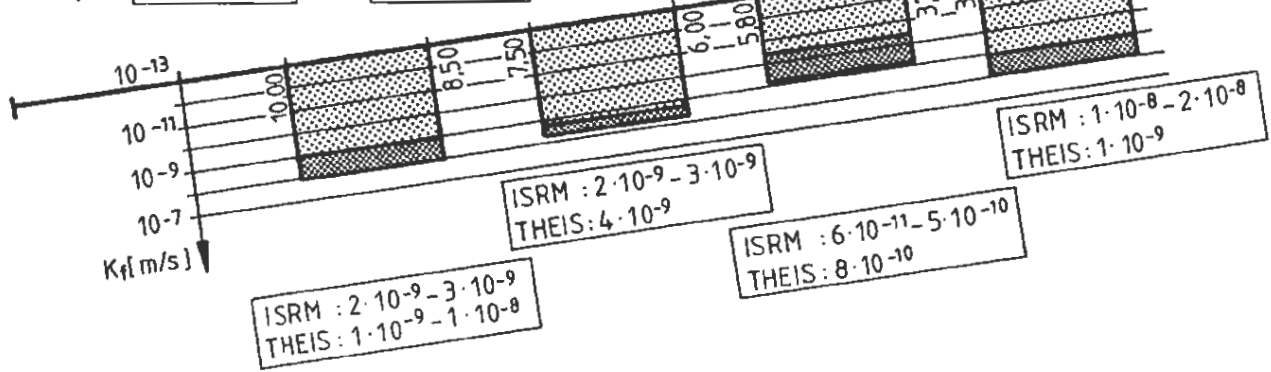
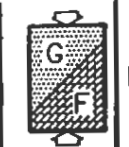


Abb. All - 6.7
 Wasserabpreßversuche (WD-Tests)
 Ergebnisse in der Übersicht
 Bohrungen W 103, W 104, W 109



ENDLAGER KONRAD
 Untersuchungsprogramm
 541 m - Sohle

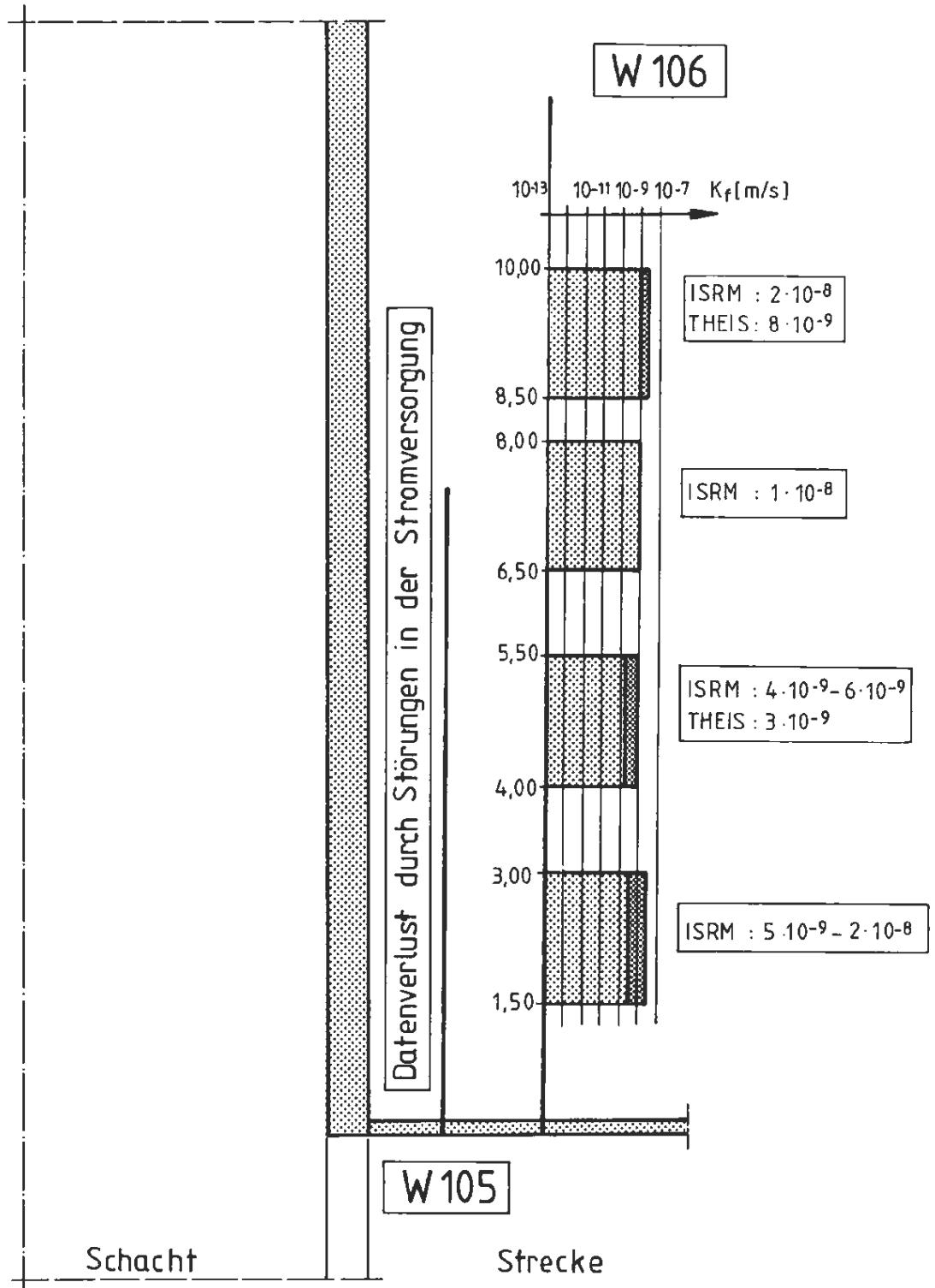


Abb. All - 6.8

Wasserabpreßversuche (WD - Tests)

Ergebnisse in der Übersicht

Bohrung W 106



ENDLAGER KONRAD

Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle

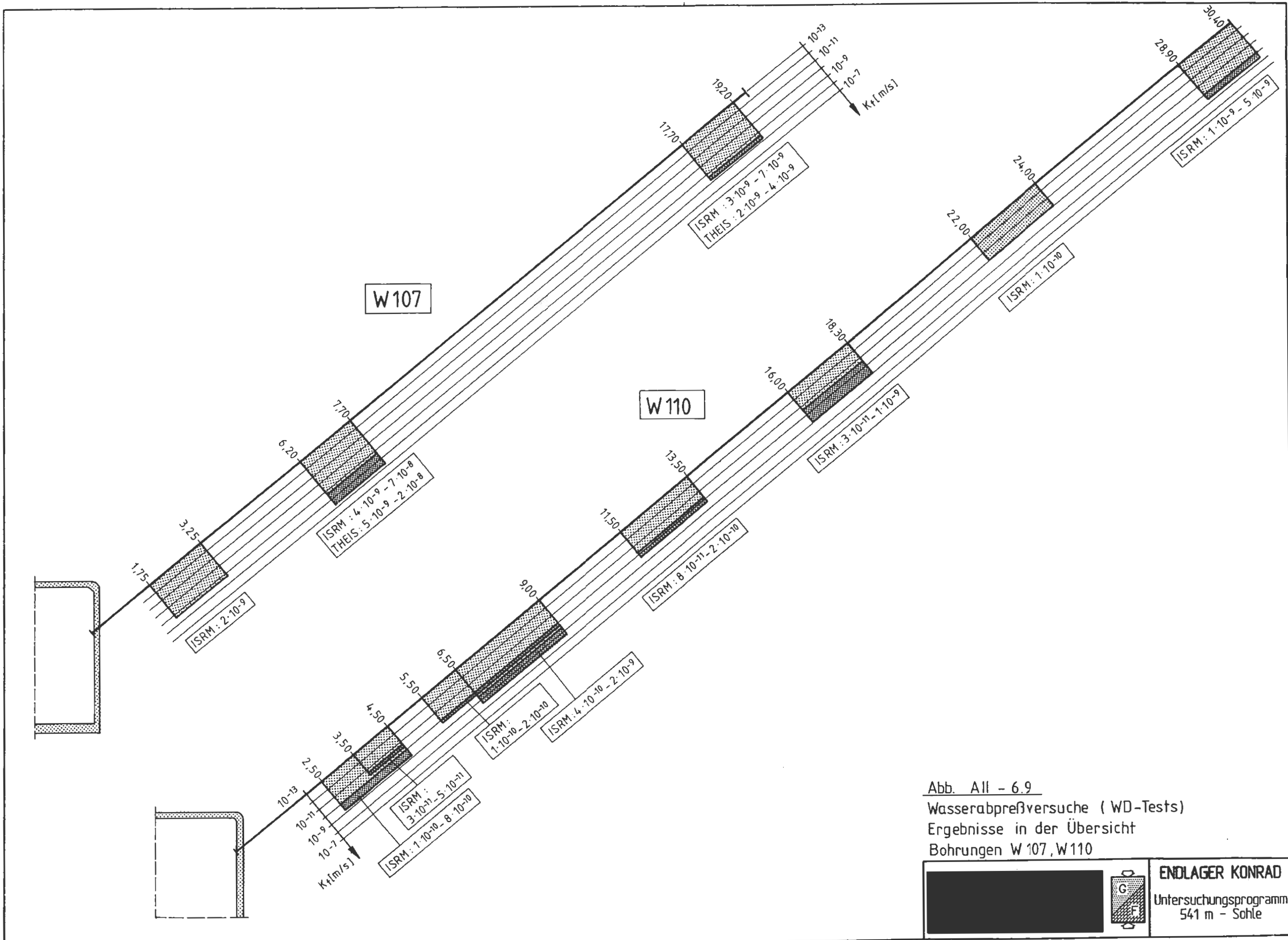
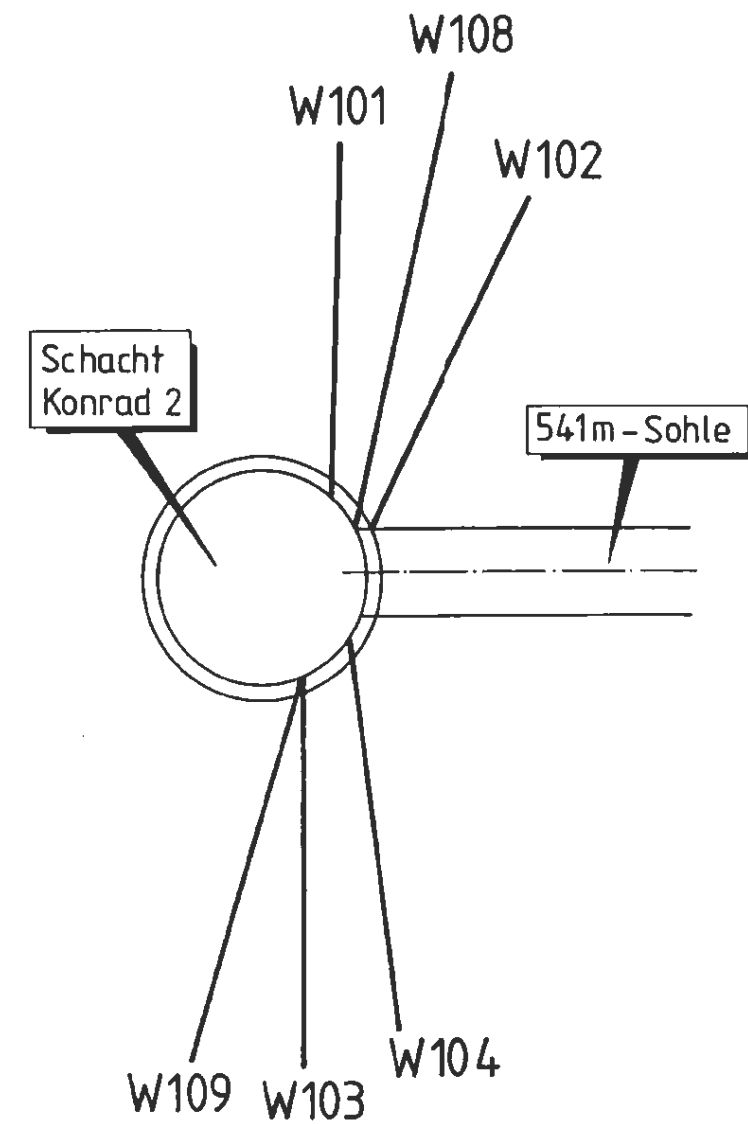
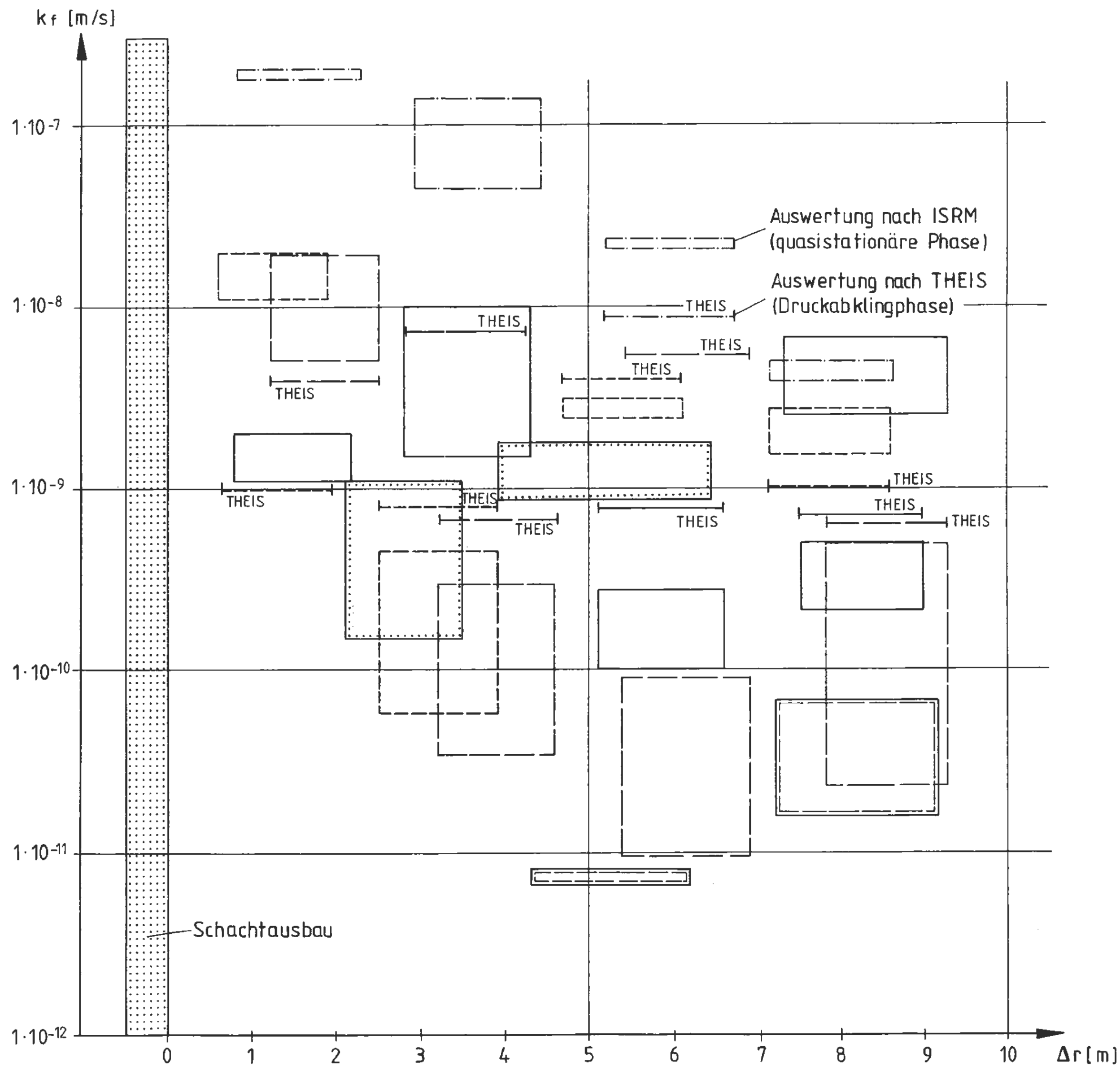


Abb. All - 6.9
 Wasserabpreßversuche (WD-Tests)
 Ergebnisse in der Übersicht
 Bohrungen W 107, W110

	G E	ENDLAGER KONRAD
	Untersuchungsprogramm 541 m - Sohle	



Legende:

- Streubreite der WD-Tests in W101
- " W102
- " W103
- " W104
- " W108
- " W109

Abb. All - 6.10
 Wasserabpreßversuche (WD-Tests)
 Versuchsergebnisse in Abhängigkeit
 vom Abstand zum Schacht

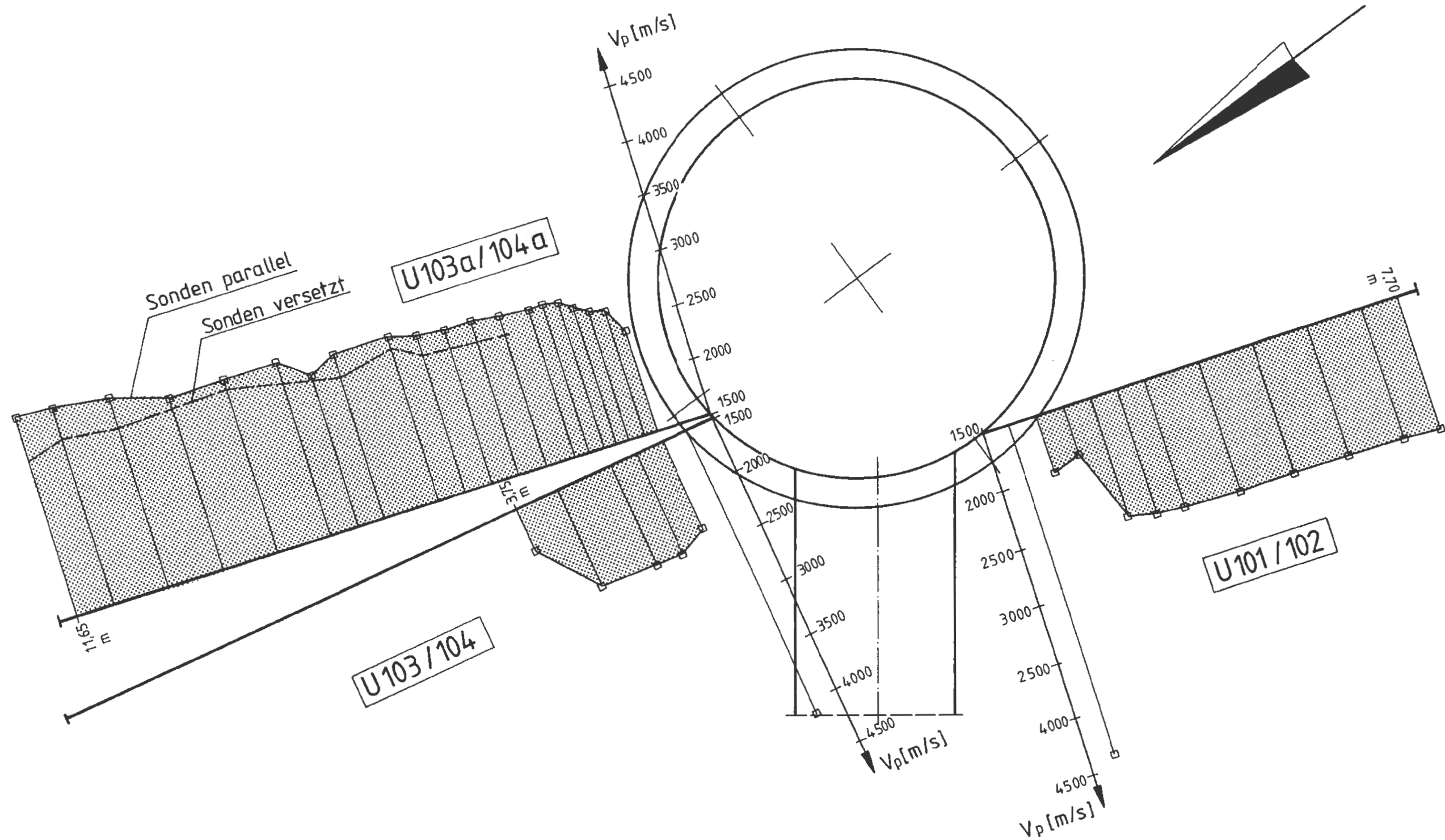
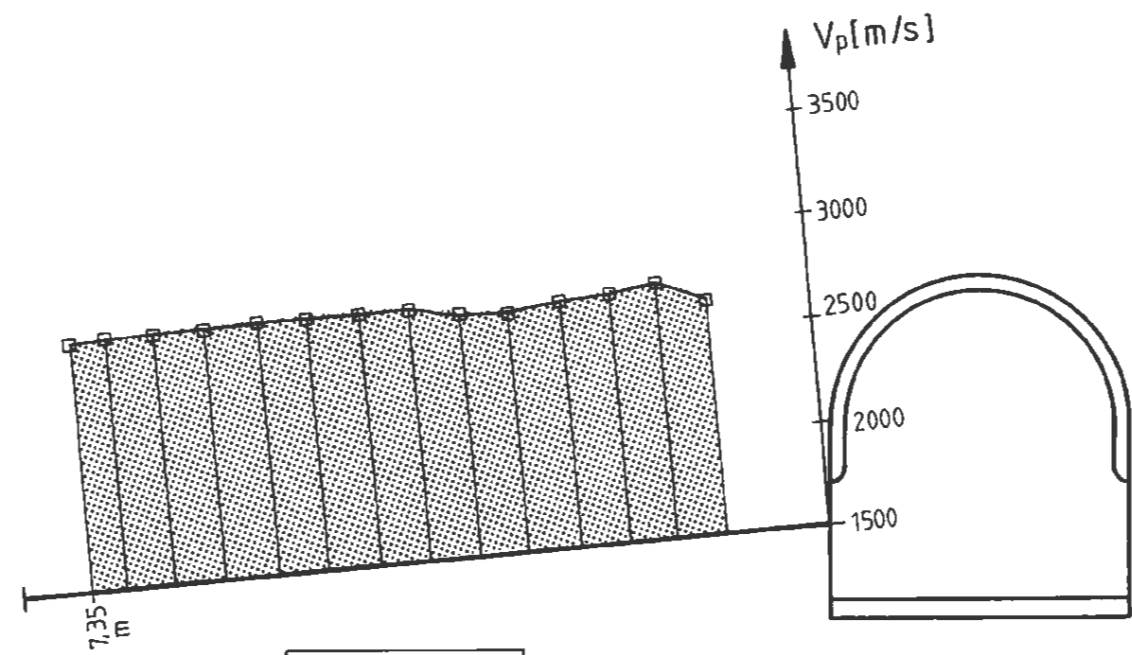


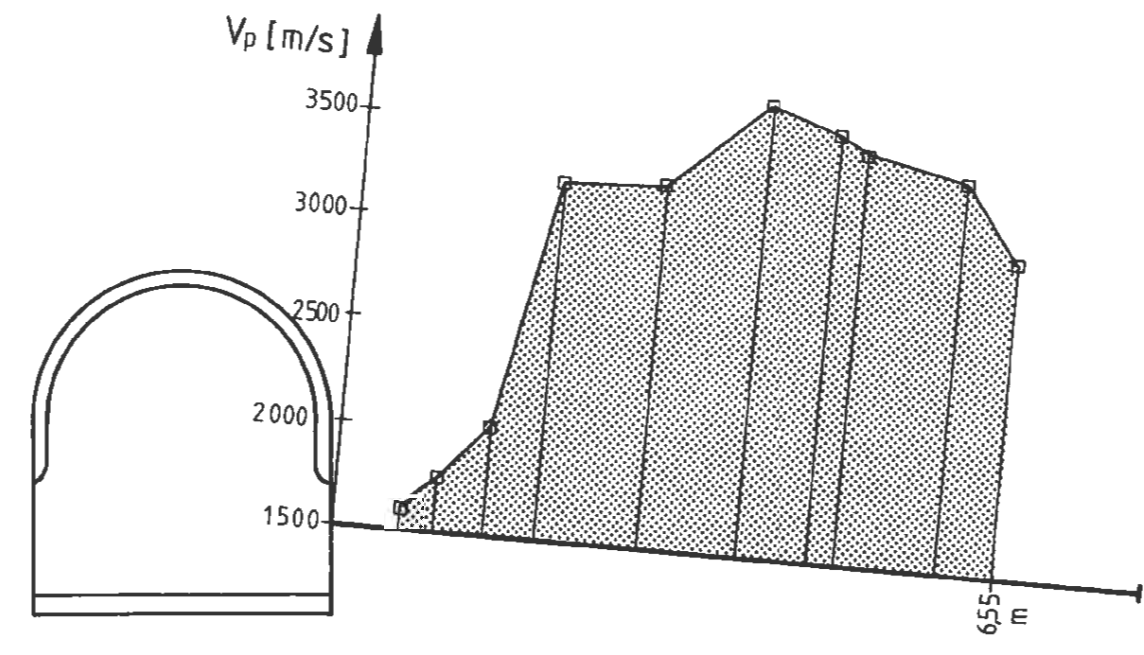
Abb. AII - 6.11
 Ultraschallmessungen
 Geschwindigkeit der Kompressionswellen
 Bohrungen U101/102, U103/104, U103a/104a



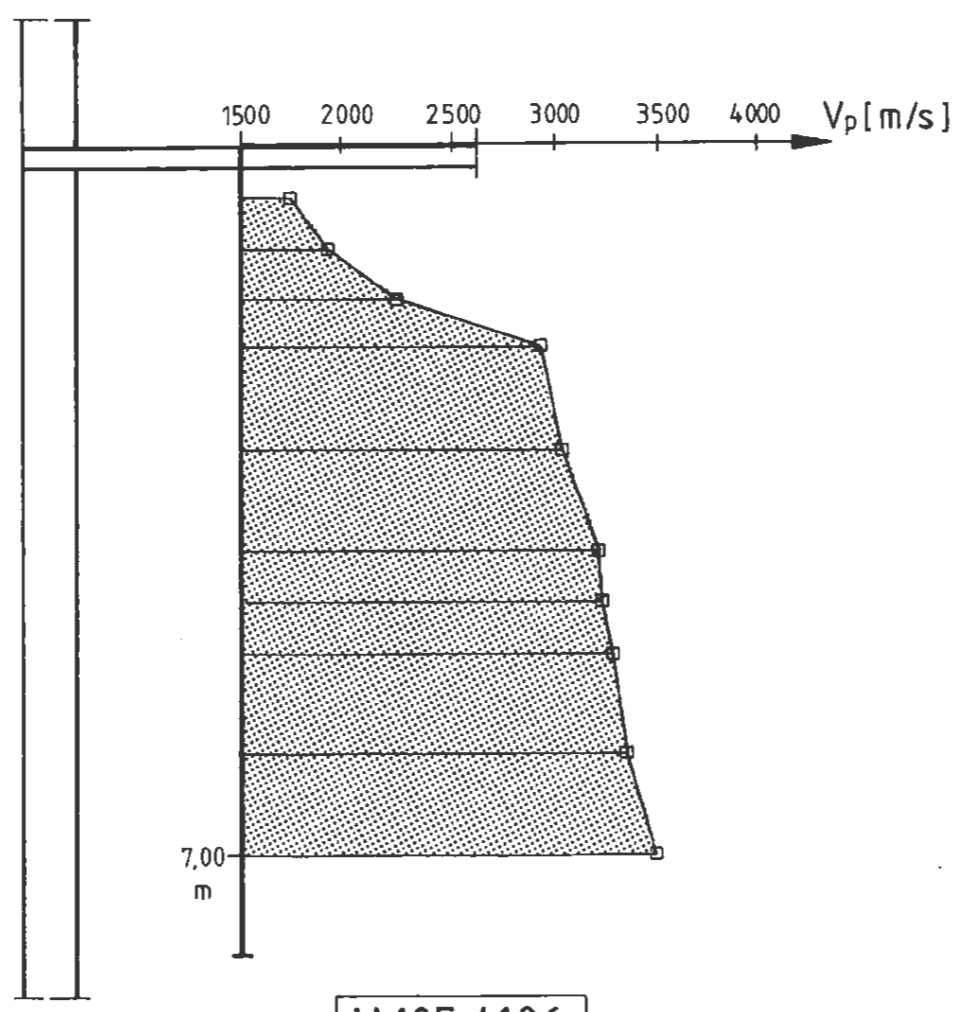
ENDLAGER KONRAD
 Untersuchungsprogramm
 541 m - Sohle



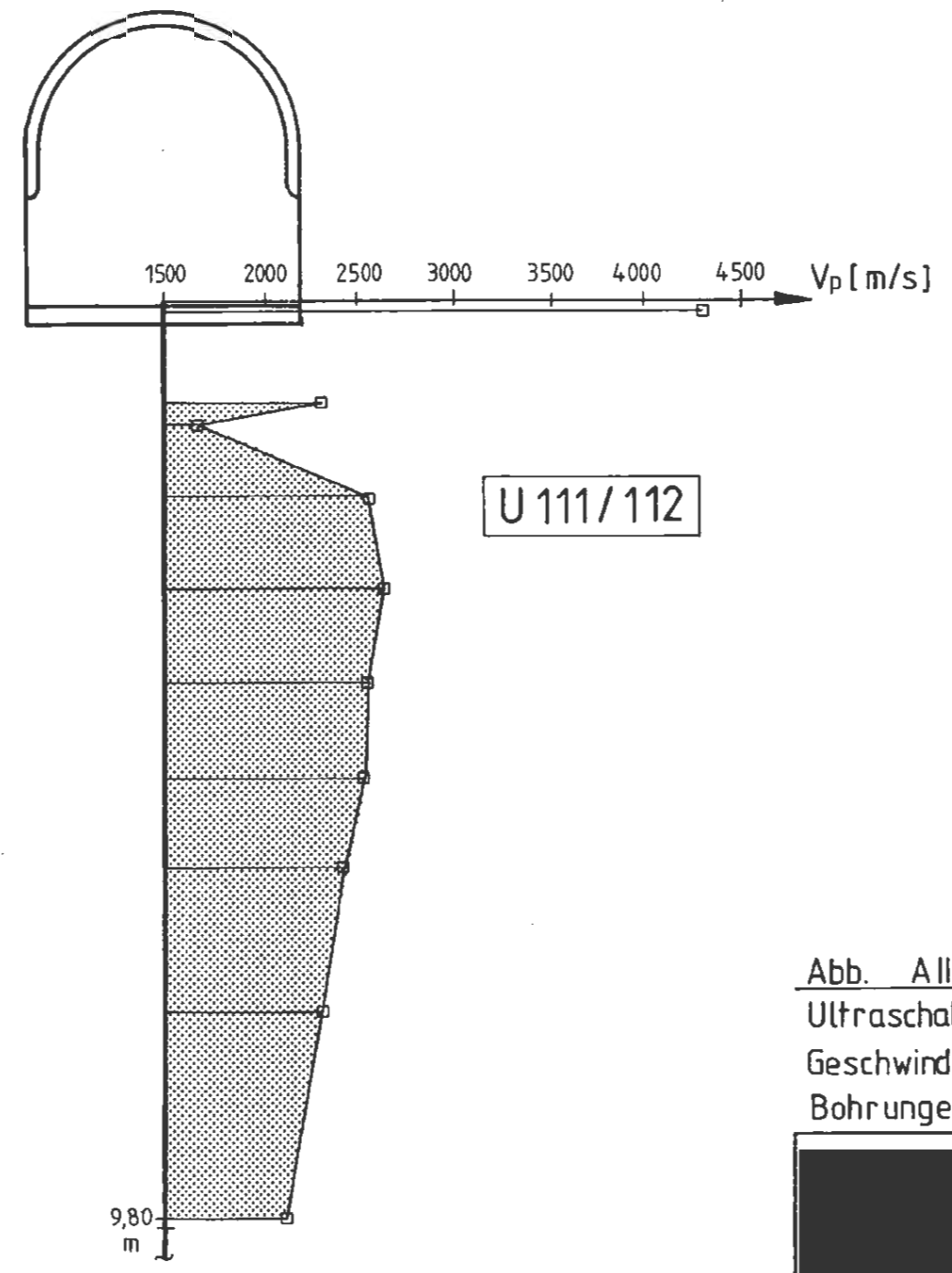
U 107/108



U 109/110

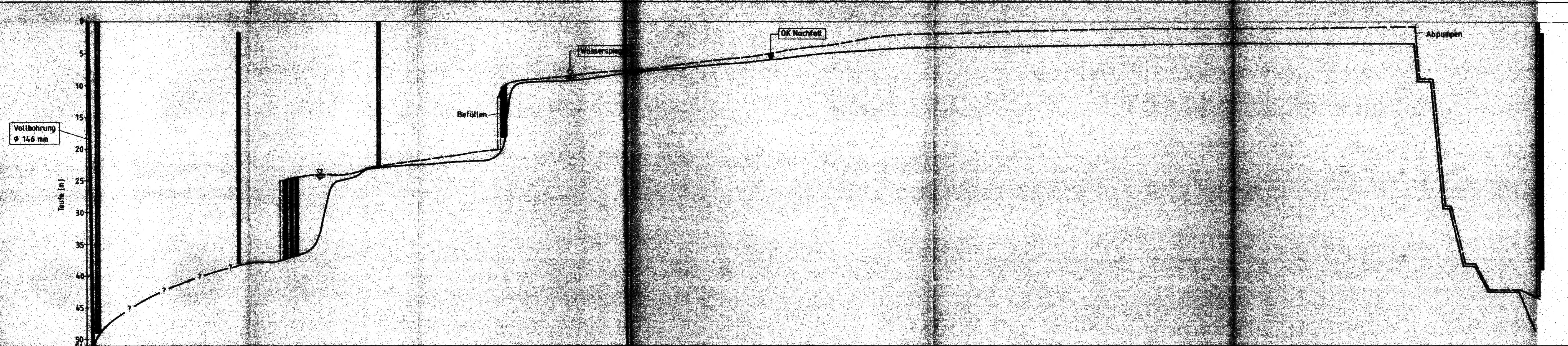


U 105/106



U 111/112

Abb. All - 6.12
Ultraschallmessungen
Geschwindigkeit der Kompressionswellen
Bohrungen U105/106 - U 111/112



Datum	24. SEPT.	1. OKTOBER 1990	8.	15.	22.	29.	5. NOVEMBER	12.	19.	26.	3. DEZEMBER	10.	17.	24.	31.	7. JANUAR 1991	14.	21.	28.	4. FEBRUAR	11.	18.	25.	4. MÄRZ	11.	18.	25.	1. APRIL	8.	15.	22.	29.	6. MAI '91		
Bohren	24.09																																		
Befüllung						24.10				27.11																									
Ø-Arm-Kalibrierung																																			
Televiseur-Messung																																			
TV-Sandierung	25.09																																		
Entleeren																																			

Abb. AII - 7.1
 Zeitlicher Ablauf der Bohrloch-
 messungen und des Zerfalls
 Bohrung V101



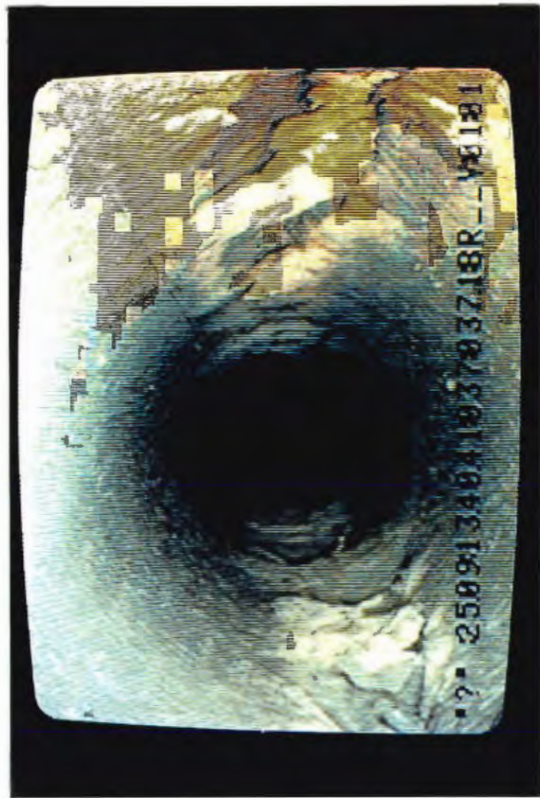
10,70 m



15,00 m



21,50 m

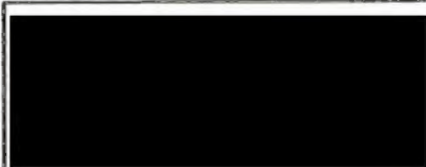


37,10 m

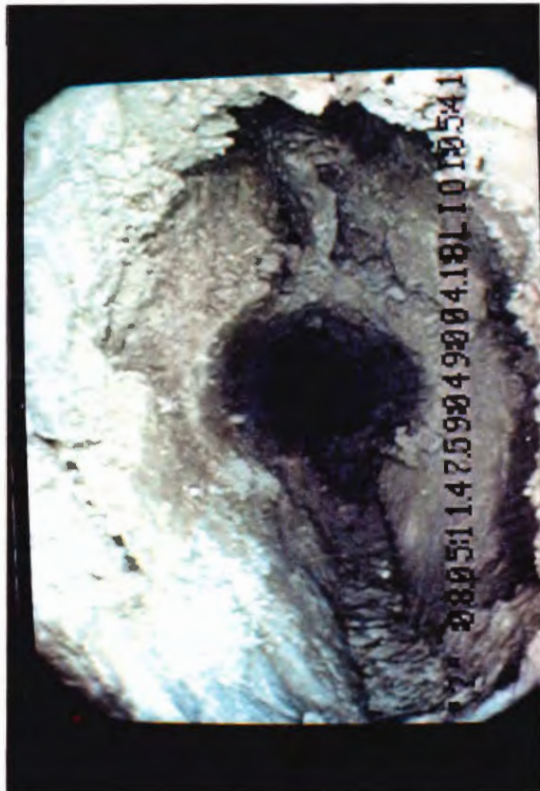
V 101, 25.09.1990

Abb. A II - 7.2

Fotos TV - Sondierung
Bohrung V 101, 25.09.1990



ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle



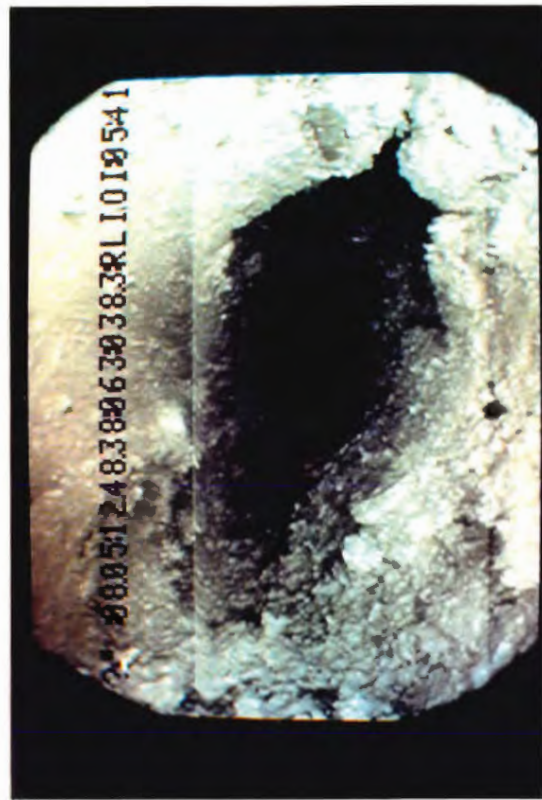
4,10 m



7,50 m



22,30 m



38,30 m

V 101, 08.05.1991

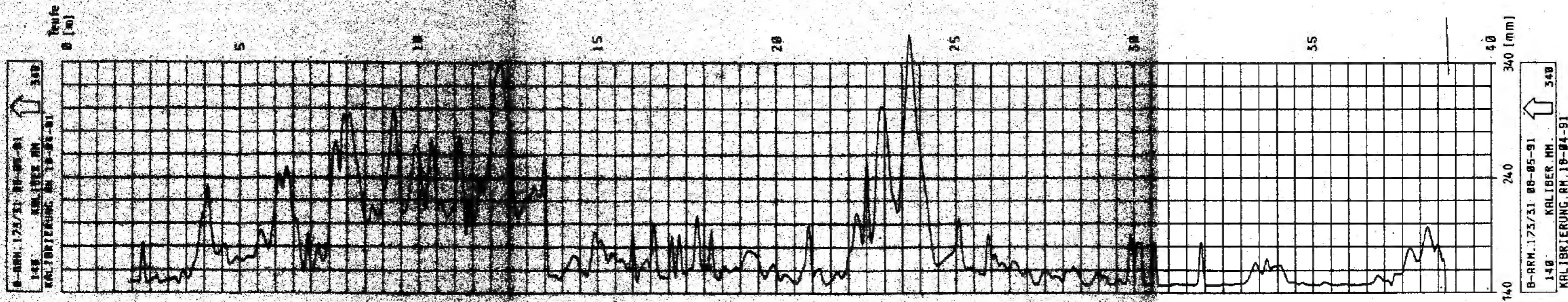
Abb. A II - 7.3

Fotos TV - Sondierung
Bohrung V 101, 08.05.1991



ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle

Kaliber - Log



Gamma - Ray - Log

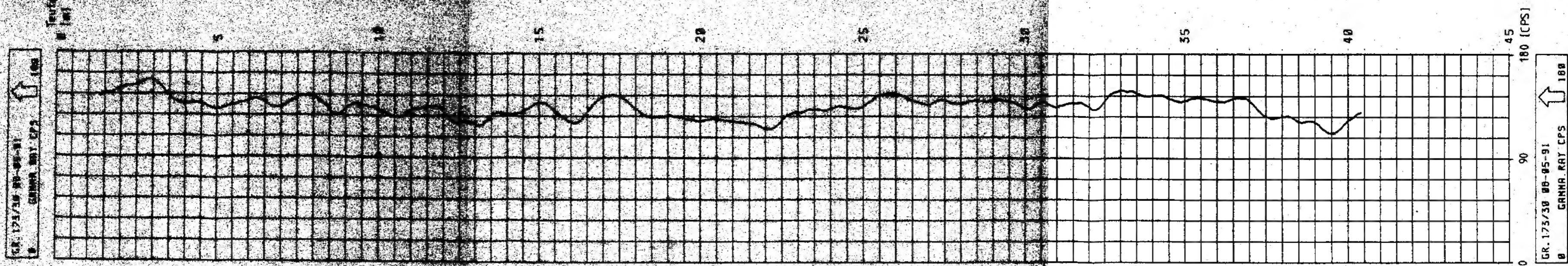
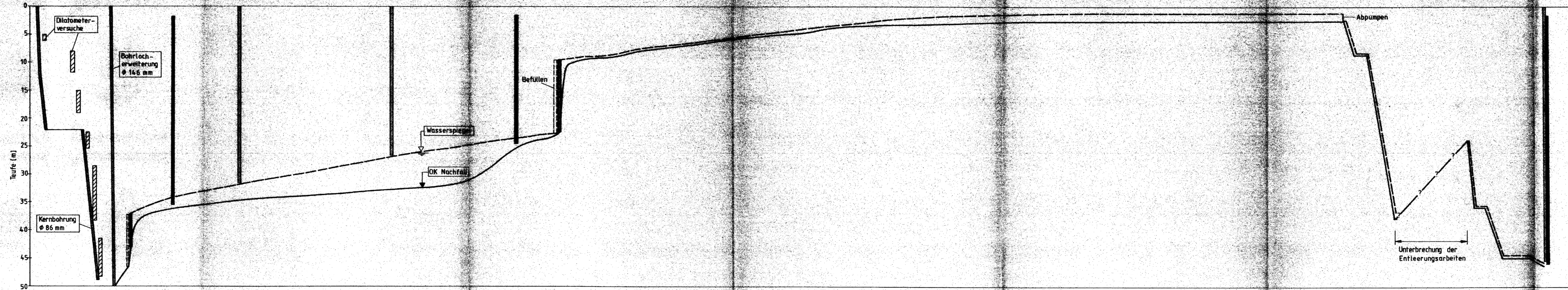


Abb. A II - 7.4

Kaliber - Log / Gamma - Ray - Log
in Bohrung V 101, 08.05.1991

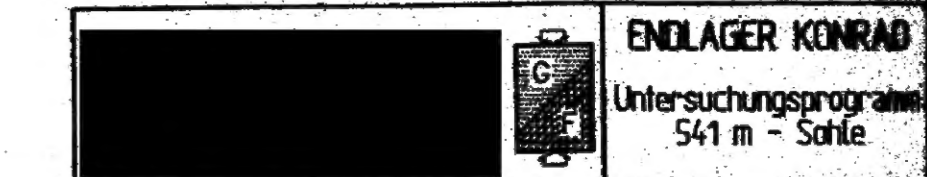


ENLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle



Datum	23. JULI '90	30. '90	06. AUGUST '90	13. '90	20. '90	27. '90	03. '90	10. '90	17. '90	24. '90	31. '90	07. '90	14. '90	21. '90	28. '90	04. '91	11. '91	18. '91	25. '91	01. '91	08. '91	15. '91	22. '91	
Bohren	24.07	25.07	01.08	06.08																				
Befüllung			Süßwasser (1)	09.08																			(2)	24.10
8-Arm-Kalibertag																								17.10
Televierv-Messung				09.08																				24./25.10
TV-Sondierung				(5 Mess.)																				29.08
Entleeren																								25.09
																								14.03
																								18.03
																								22.03
																								05.04
																								08.04
																								10.04
																								16.04
																								18.04

Abb. AII-7.5
 Zeitlicher Ablauf der Bohrloch-
 messungen und des Zerfalls-
 Bohrung V 102





5,00 m



7,50 m



9,90 m



11,20 m

V 102, 29.08.1990

Abb. A II - 7.6

Fotos TV - Sondierung
Bohrung V 102, 29.08.1990



ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle



4,80 m



10,00 m



14,50 m



39,70 m

V 102, 18.04.1991

Abb. A II - 7.7

Fotos TV - Sondierung
Bohrung V 102, 18.04.1991



ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle

09100 90

17 m

35 65
N E S W N
I I I I I I

03100 90

16 m

35 65
N E S W N
I I I I I I

07100 90

15 m

35 65
N E S W N
I I I I I I

mit dem Bohrloch nach unten

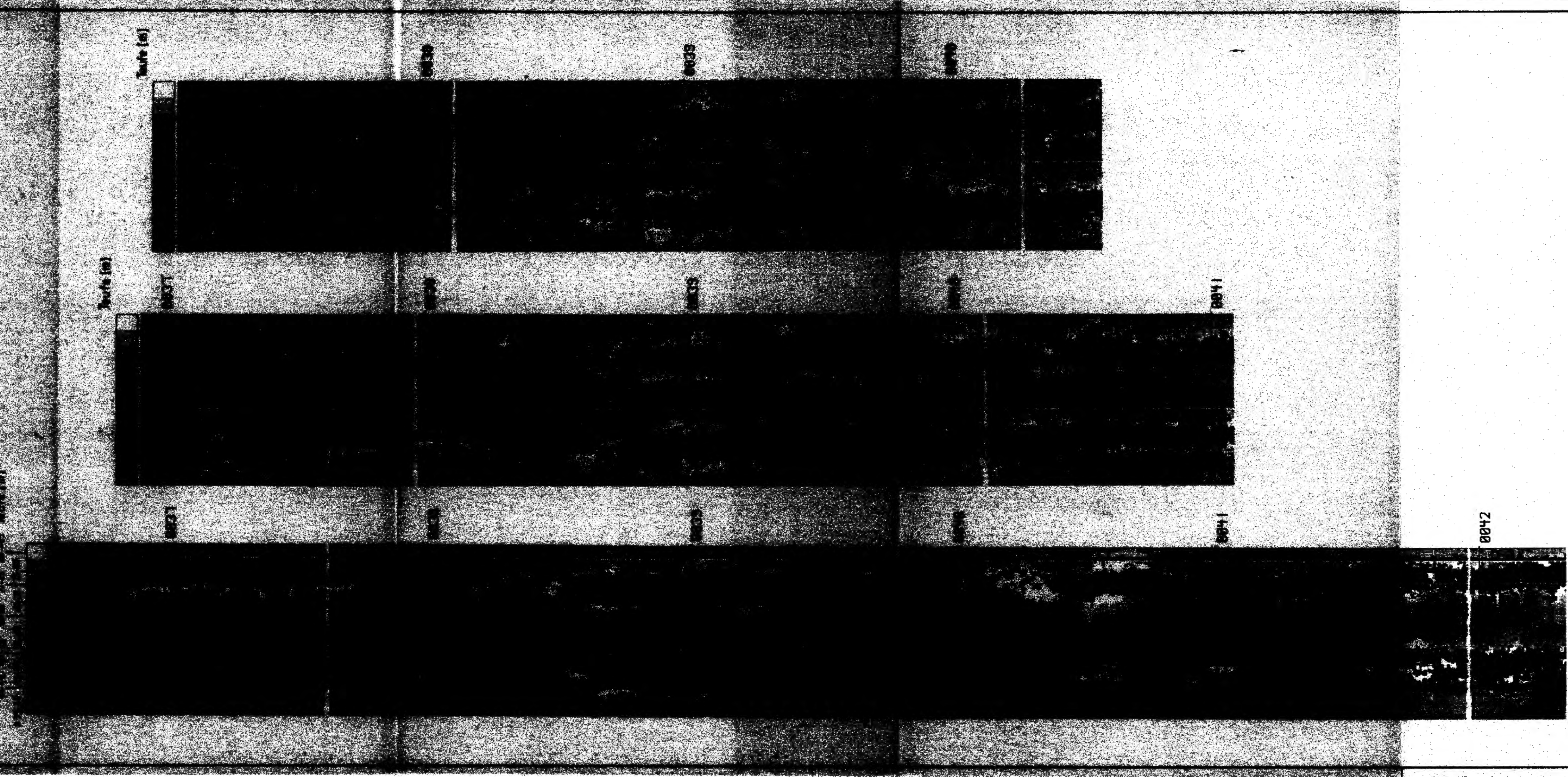


Abb. AII - 78
 Televiermessungen in Bohrung V 102
 Messungen nach der 1. Befüllung

Bohrung V 102 - 8 - Arm - Kalber - Log vom 18.04.1991

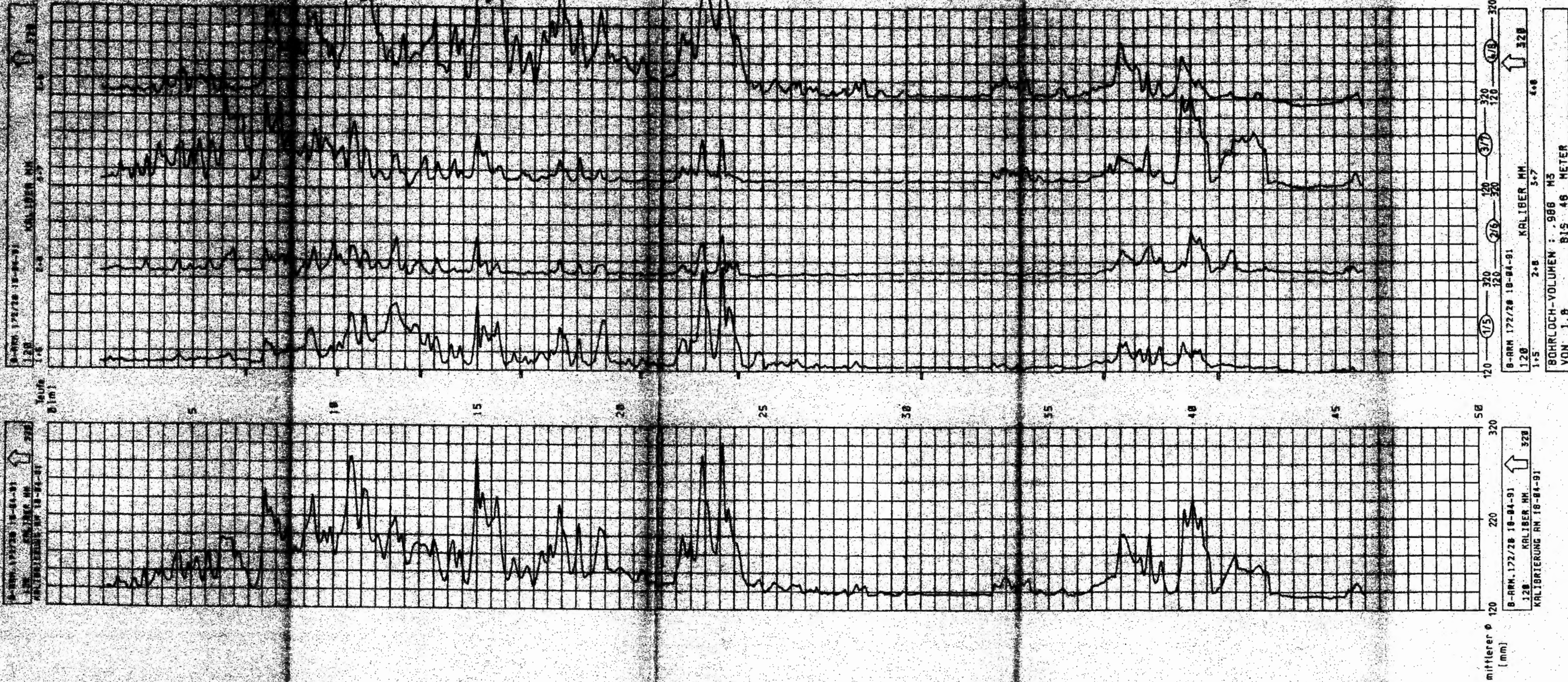



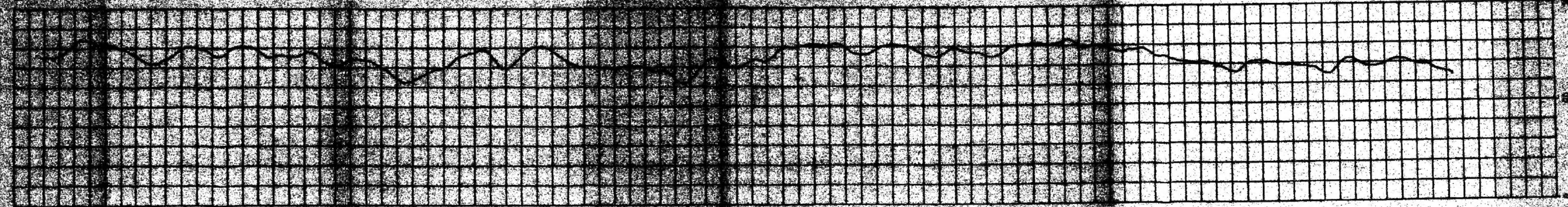
Abb. A II - 7.9

8 - Arm - Kalber - Log in Bohrung V 102
Messung vom 18. 04. 1991


ENDLAGER KONRAD
 Untersuchungsprogramm
 341 m - Schie

Gamma - Ray - Log

DR-172/28 18-04-91
KALIBERLOG NR. 18-04-91

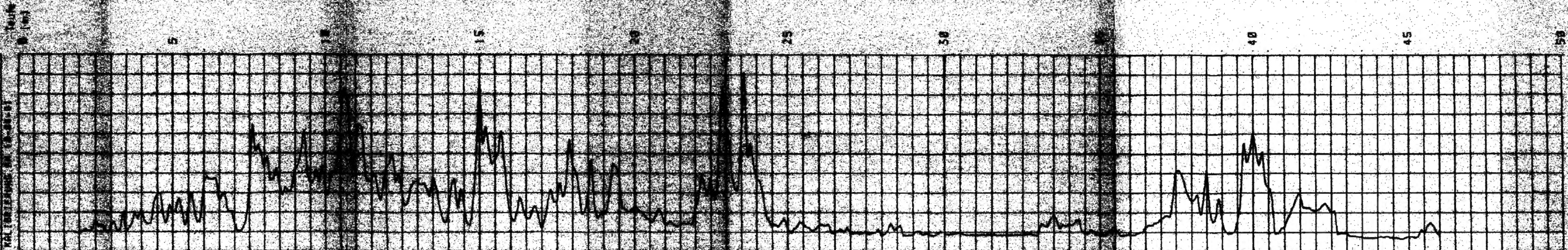


DR-172/28 18-04-91
KALIBERLOG NR. 18-04-91

Gammastrahlung

Kaliber - Log

DR-172/28 18-04-91
KALIBERLOG NR. 18-04-91



DR-172/28 18-04-91
KALIBERLOG NR. 18-04-91

mittlerer ϕ

Abb. A II - 7.10

Kaliber - Log / Gamma - Ray - Log
in Bohrung V 102 , 18. 04. 1991

ENDLAGER KONRAD
 Untersuchungsprogramm
 41 m - Schie

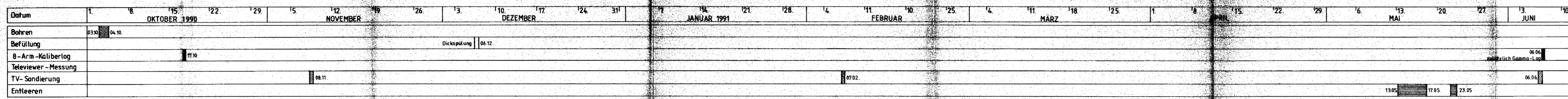
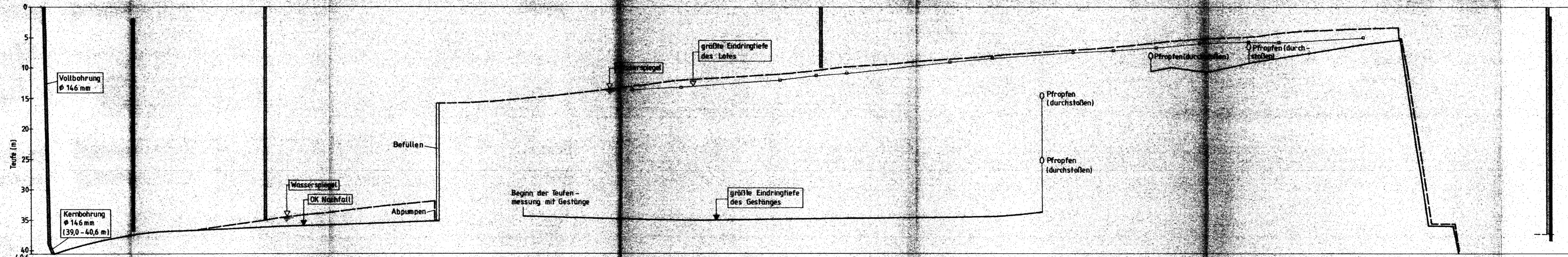
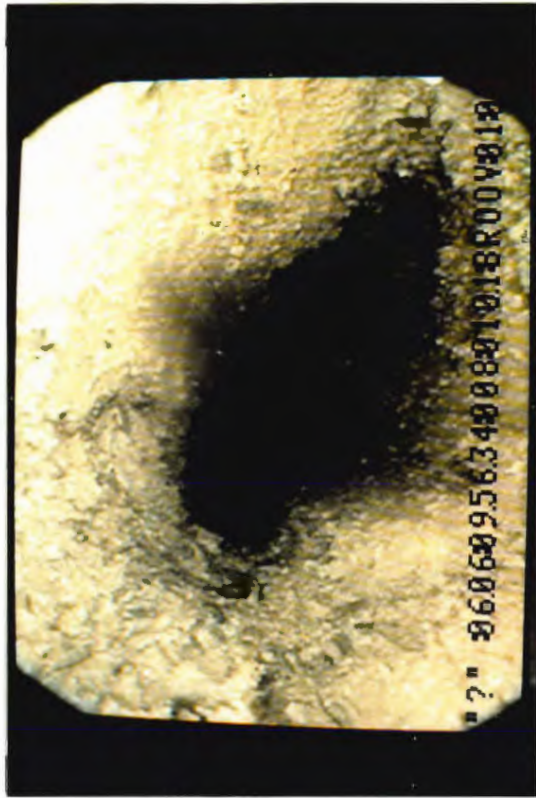


Abb. All - 7.11
 Zeitlicher Ablauf der Bohrloch-
 messungen und des Zerfalls
 Bohrung V 103

ENDLAGER KONRAD
 Untersuchungsprogramm
 541 m - Sohle



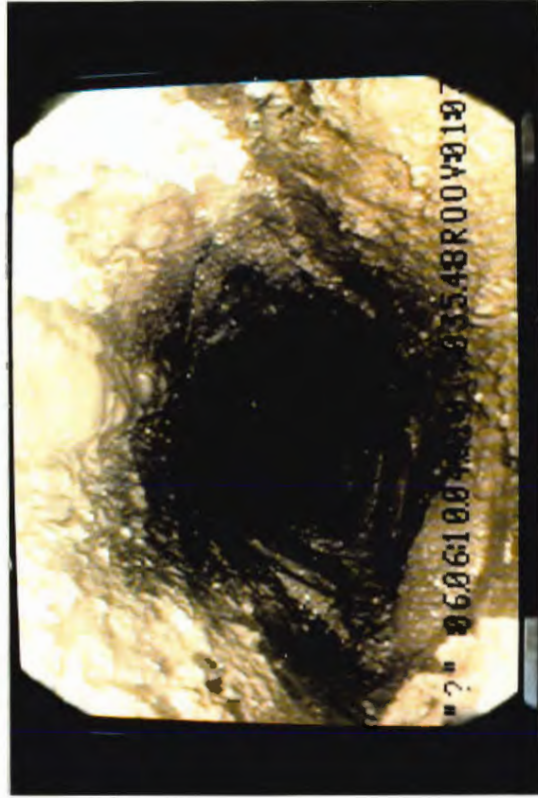
3,60 m



10,10 m



18,20 m

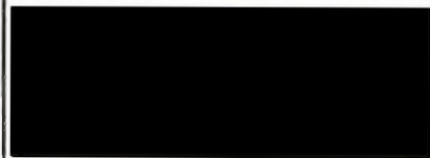


35,40 m

V 103, 06.06.1991

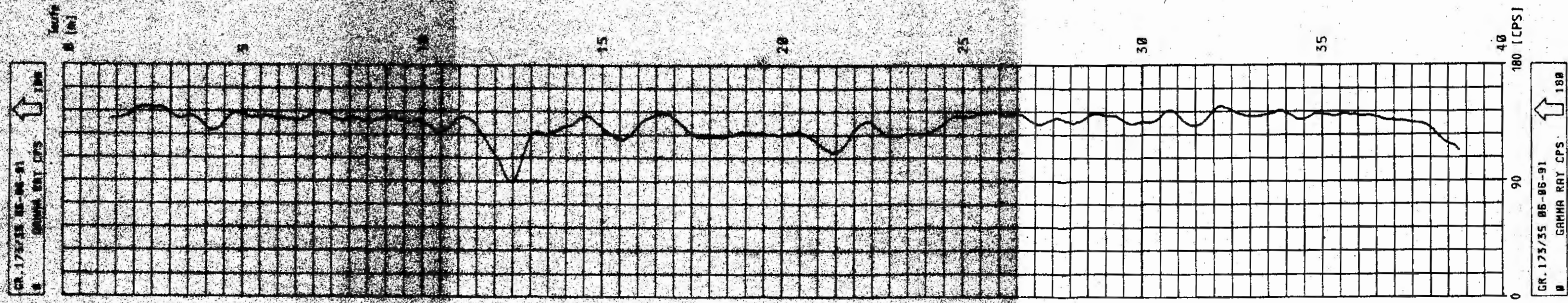
Abb. A II - 7.12

Fotos TV - Sondierung
Bohrung V 103, 06.06.1991



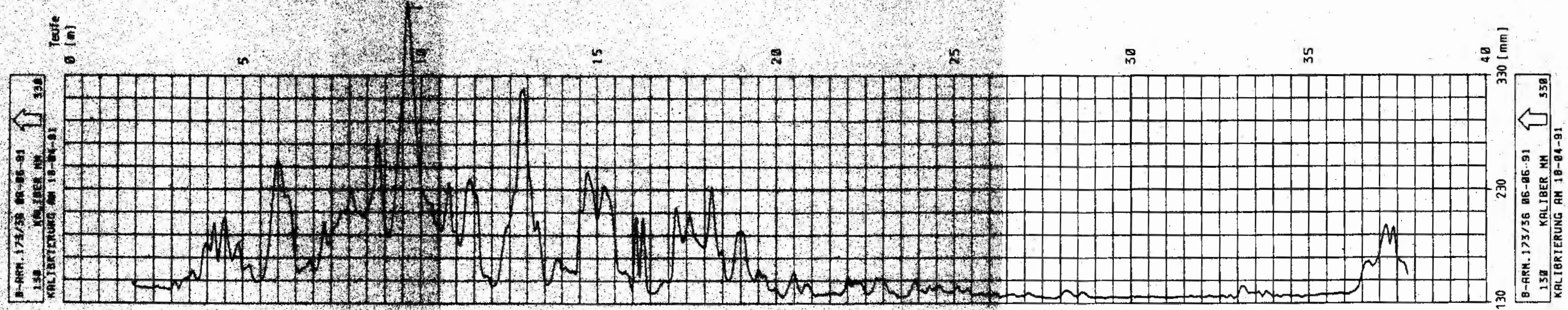
ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle

Gamma - Ray - Log



Gammastrahlung

Kaliber - Log



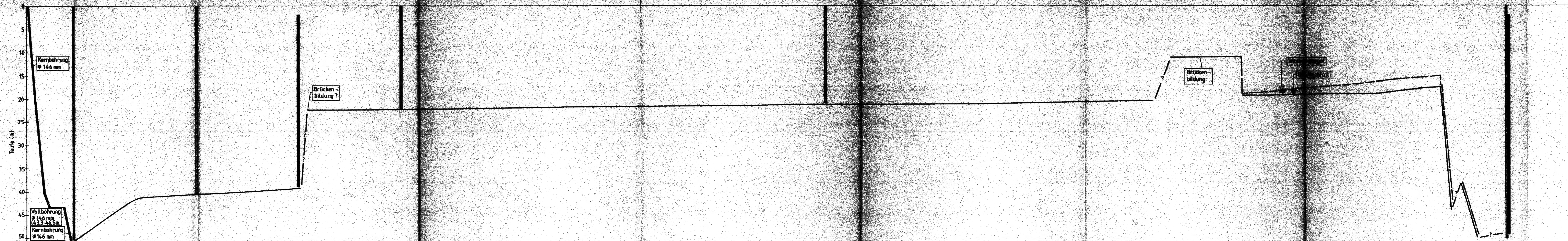
mittlerer ϕ

Abb. A II - 7.13

Kaliber - Log / Gamma - Ray - Log
in Bohrung V 103 , 06. 06 1991

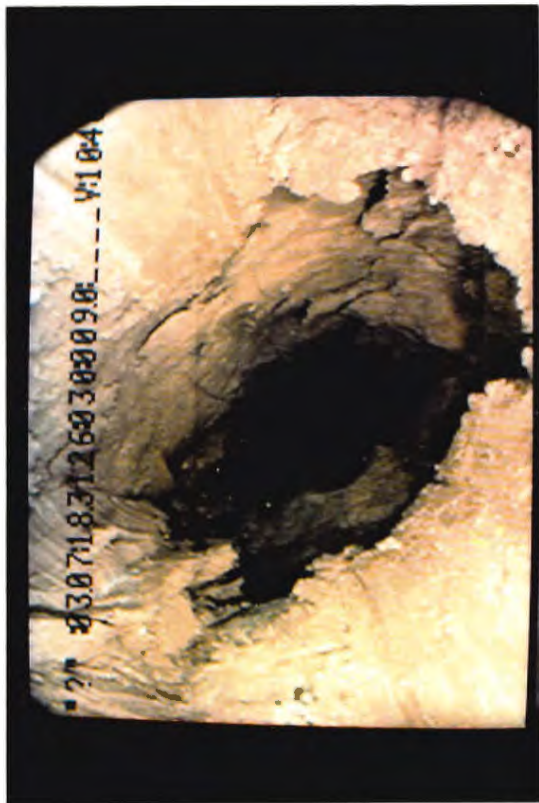


ENLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
341 m - Sohle



Datum	20. AUGUST	27. '3.	10. '17.	17. '24.	1. '1.	8. '15.	15. '22.	22. '29.	29. '5.	NOVEMBER	19. '26.	26. '3.	10. '10.	17. '24.	24. '31.	1. '7.	14. '21.	21. '28.	28. '4.	11. '18.	18. '25.	25. '1.	1. '8.	15. '22.	22. '29.	29. '6.	13. '20.	20. '27.	27. '3.	10. '17.	17. '24.	24. '1.	1. '13.	13. '15.		
Bohren	20.08.	24.08.	28.08.	29.08.																																
Befüllung	keine Befüllung; Wasserspiegel infolge Zutarf aus dem Gebirge																																			
8-Arm-Kalibrot																																				
Televierv-Messung																																				
TV-Sondierung																																				
Entleeren																																				

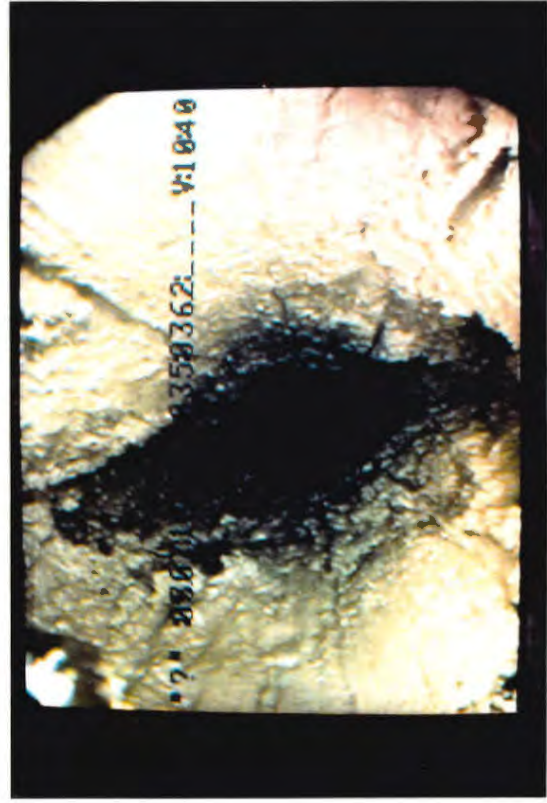
Abb. All-714
 Zeitlicher Ablauf der Bohrloch-
 messungen und des Zerfalls
 Bohrung V 104



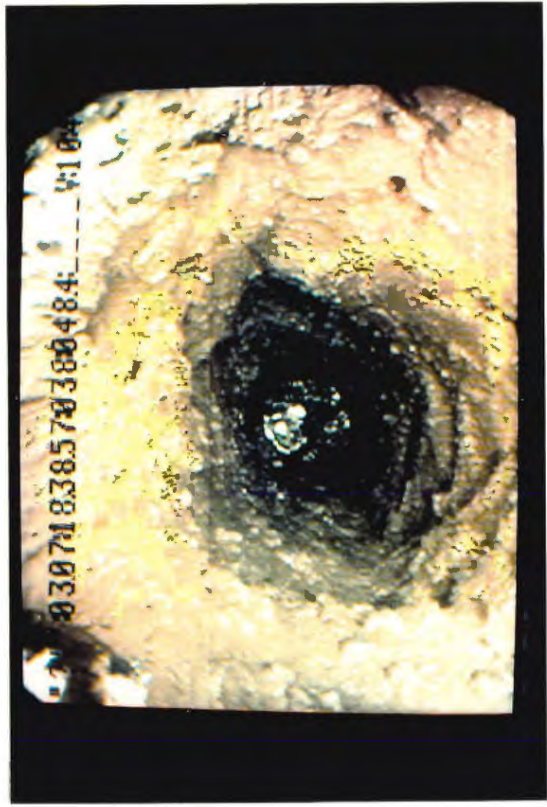
9,00 m



22,40 m



36,20 m



48,40 m

V 104, 03.07.1991

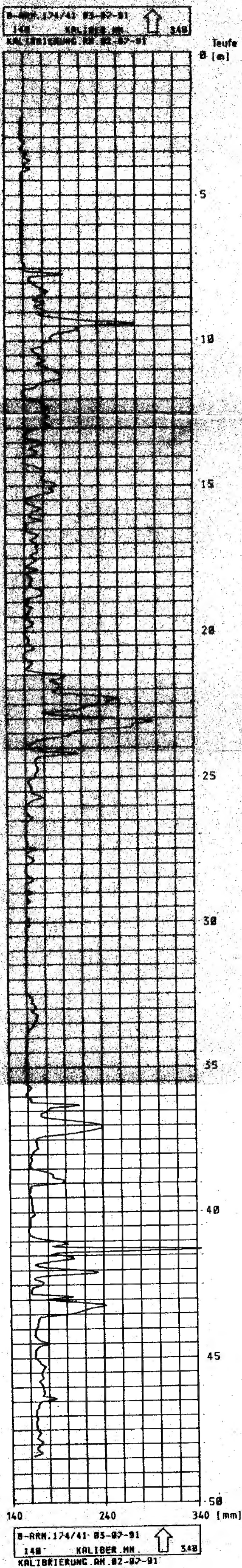
Abb. A II - 7.15

Fotos TV - Sondierung
Bohrung V 104, 03.07.1991



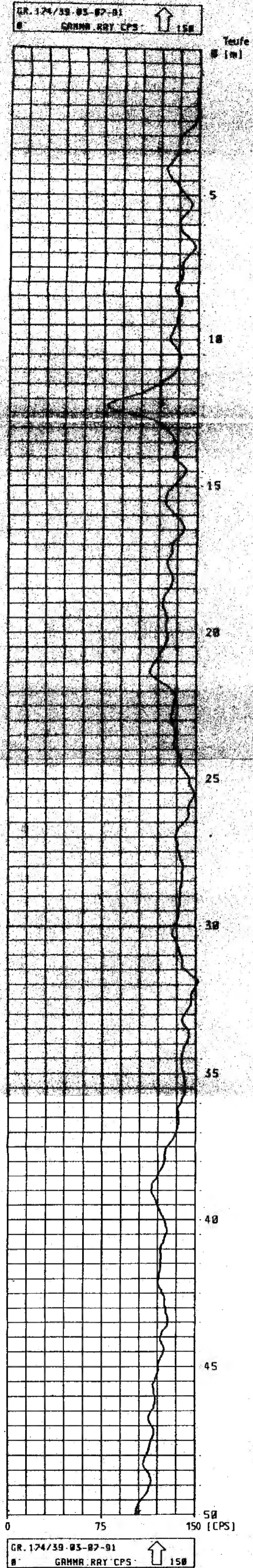
ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle

Kaliber - Log



mittlerer ϕ

Gamma - Ray - Log



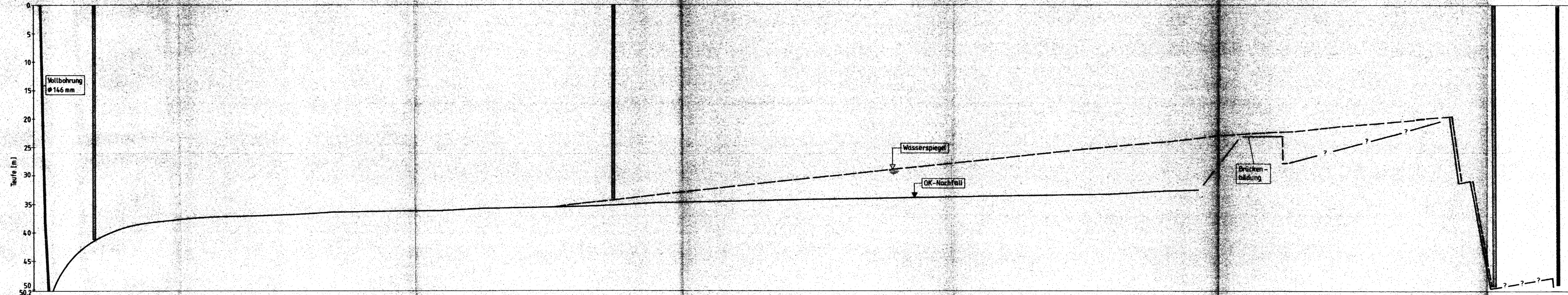
Gammastrahlung

Abb. A.1 - 7.16

Kaliber - Log / Gamma - Ray - Log
in Bohrung V 104, 03.07.1991



ENLAGER KONRAD
Unterstützungsprogramm
341 m - Sohle



Datum	29.10.	15.11.	12.11.	19.11.	26.11.	13.12.	10.12.	17.12.	24.12.	31.12.	17.01.	14.01.	21.01.	28.01.	14.02.	11.02.	18.02.	25.02.	14.03.	11.03.	18.03.	25.03.	1.04.	15.04.	22.04.	29.04.	6.05.	13.05.	20.05.	27.05.	13.06.	10.06.	17.06.	24.06.	1.07.	18.07.	15.07.	22.07.
Bohren	30.10. -31.10.																																					
Befüllung	keine Befüllung; Wasserspiegel infolge Zulauf aus dem Gebirge																																					
8-Arm-Kaliberlog																															(zusätzlich: Gamma-Log) 23.07.							
TelevIEWER-Messung																																						
TV-Sondierung	08.11.																					07.02.											12.07.					
Entleeren																															04.07. -05.07.	08.07. -11.07.	22.07.					

Abb. AII- 717
Zeitlicher Ablauf der Bohrloch-
messungen und des Zerfalls
Bohrung V105



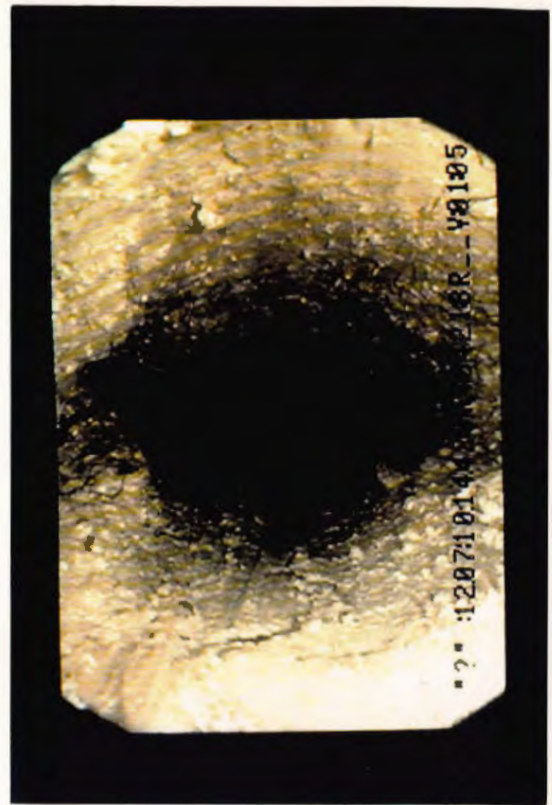
6,60 m



14,30 m



21,20 m



42,10 m

V 105, 12.07.1991

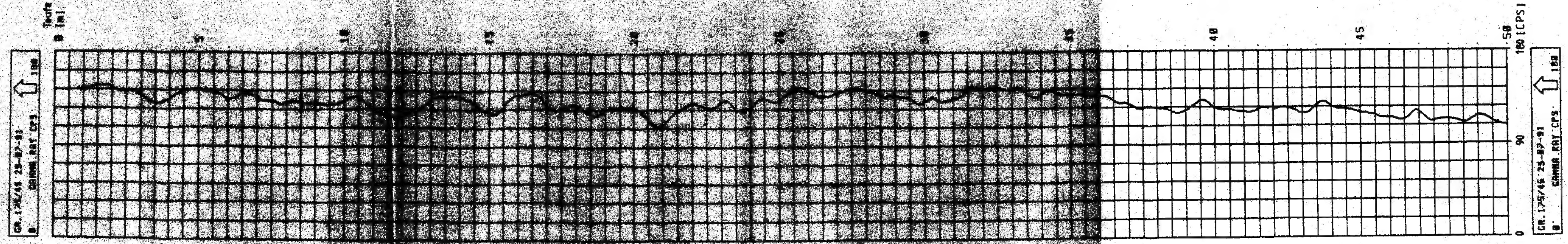
Abb. A II - 7.18

Fotos TV - Sondierung
Bohrung V 105, 12.07.1991



ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle

Gamma - Ray - Log



Kaliber - Log

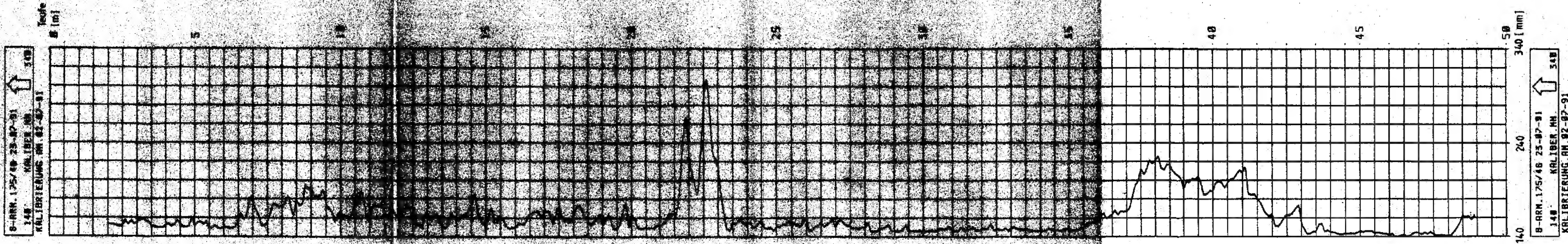
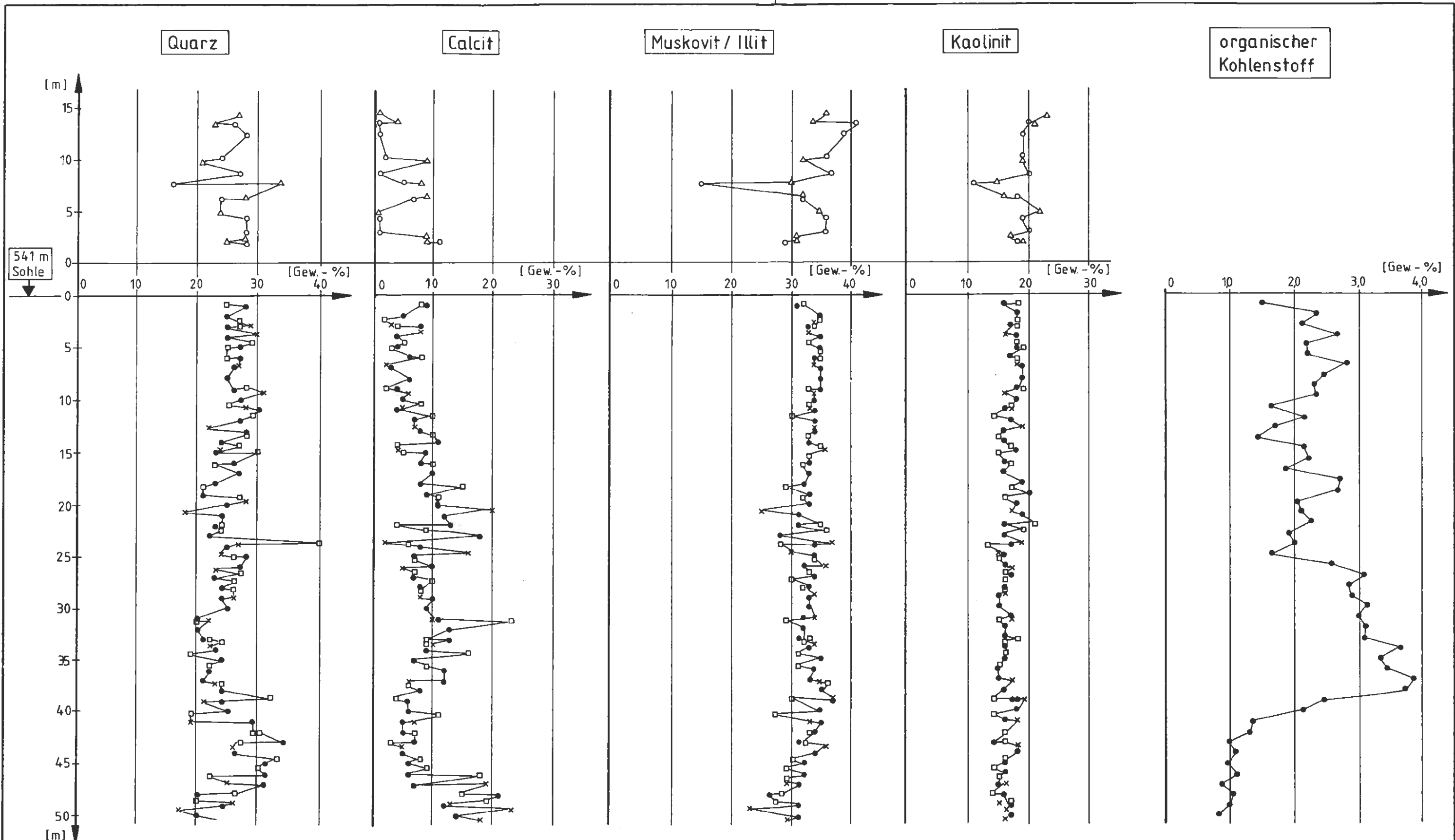


Abb. A II - 7.19

Kaliber - Log / Gamma - Ray - Log
in Bohrung V 105, 23.07.1991



541 m
Sohle

- V102
- × V104
- V106
- F101
- △ F102

Komponentenbezeichnung nach dem Anteil am gesamten Mineralbestand:

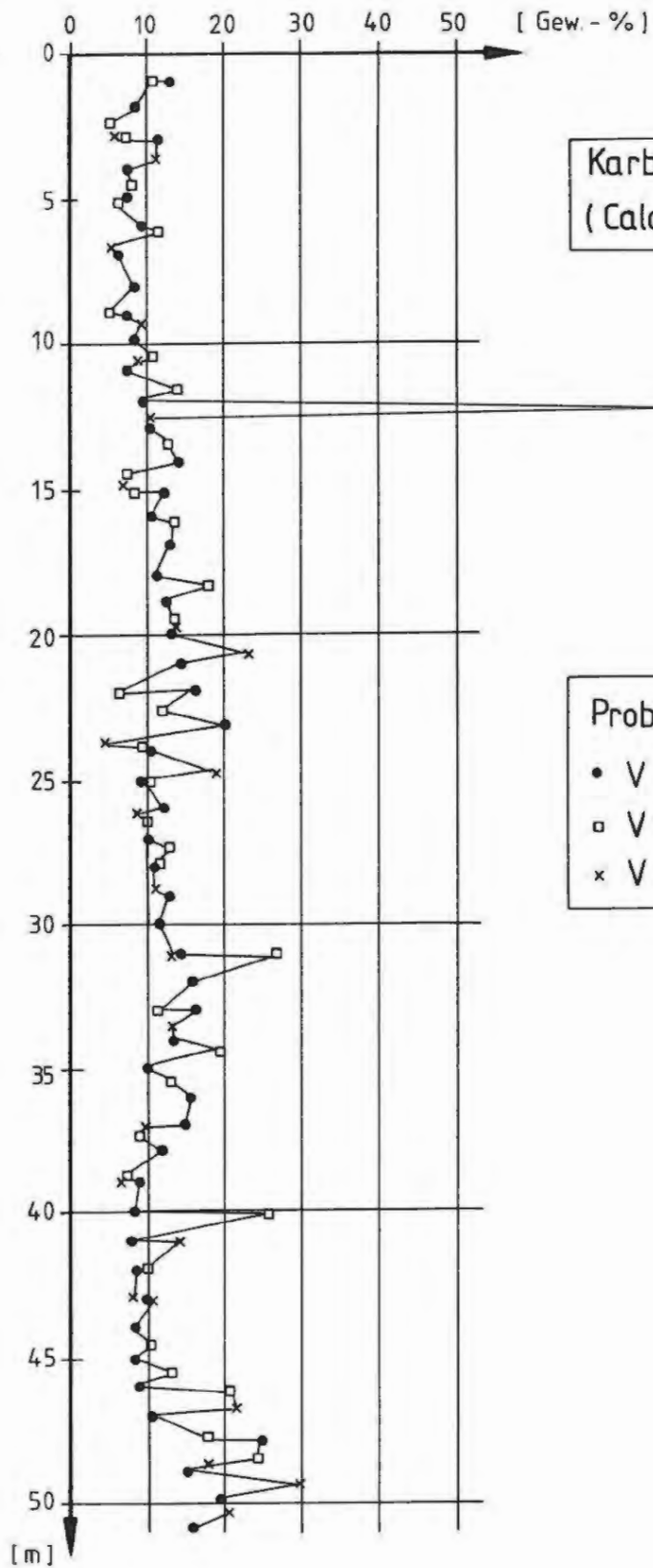
- > 20 Gew.-% : Hauptkomponente
- 10 - 20 Gew.-% : Nebenkompone
- 5 - 10 Gew.-% : Nebenkompone - Spuren
- < 5 Gew.-% : Spuren

in Spuren treten auf :

Chlorit, Smektit / Illit,
Dolomit, Siderit, Pyrit,
Apatit, Gips, Feldspat,
Rutil, Halit?, röntgenamorphe Komponente

Abb. All - 8.1
Mineralbestand und Gehalt an organischem Kohlenstoff

541m
Sohle



Karbonatgehalt
(Calcit + Dolomit + Siderit)

Proben aus Bohrungen
• V 106
□ V 102
x V 104

Abb. All - 8.2
Karbonatgehalt (Calcit,
Dolomit und Siderit)



ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle

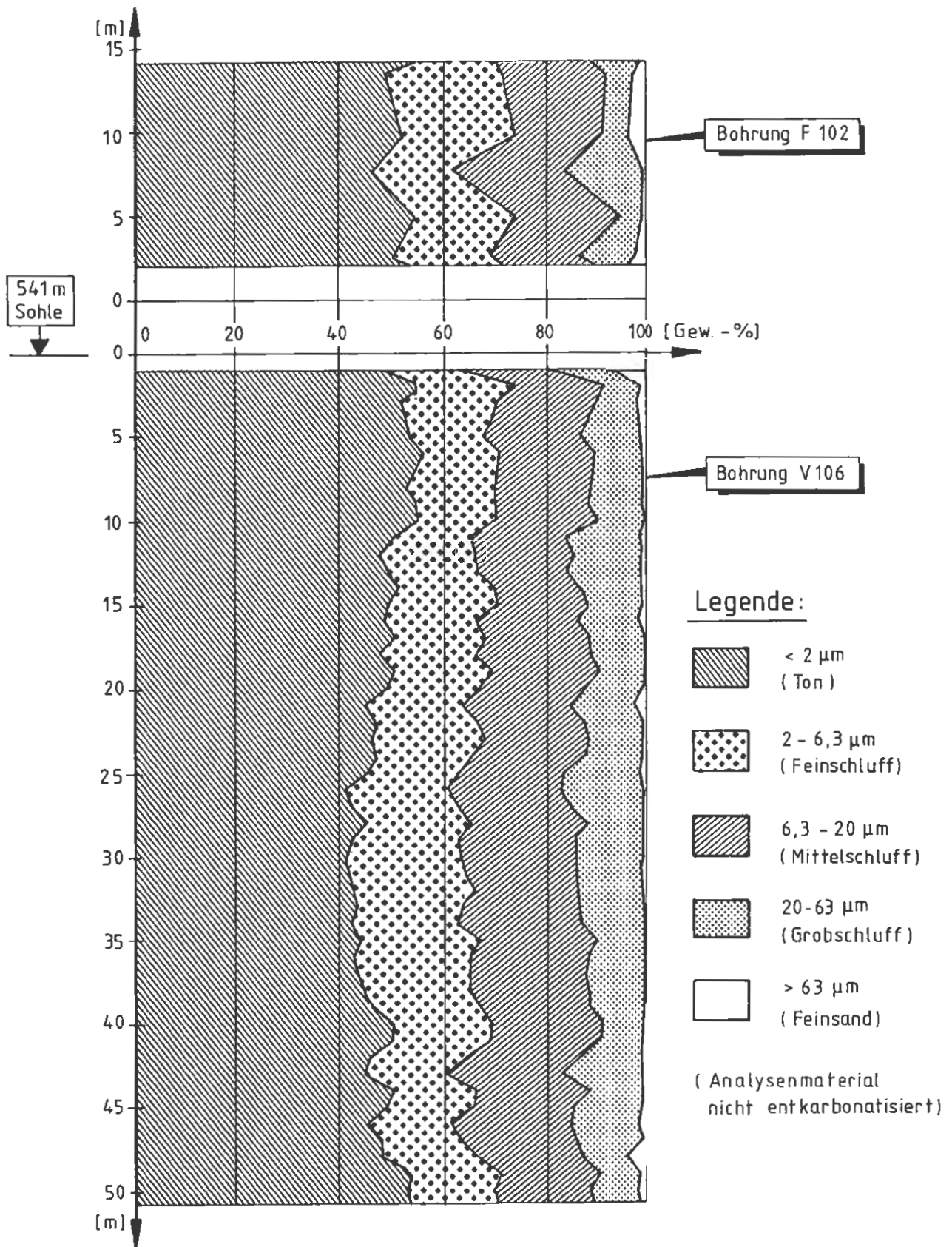


Abb. All 8.3
Korngrößenverteilung

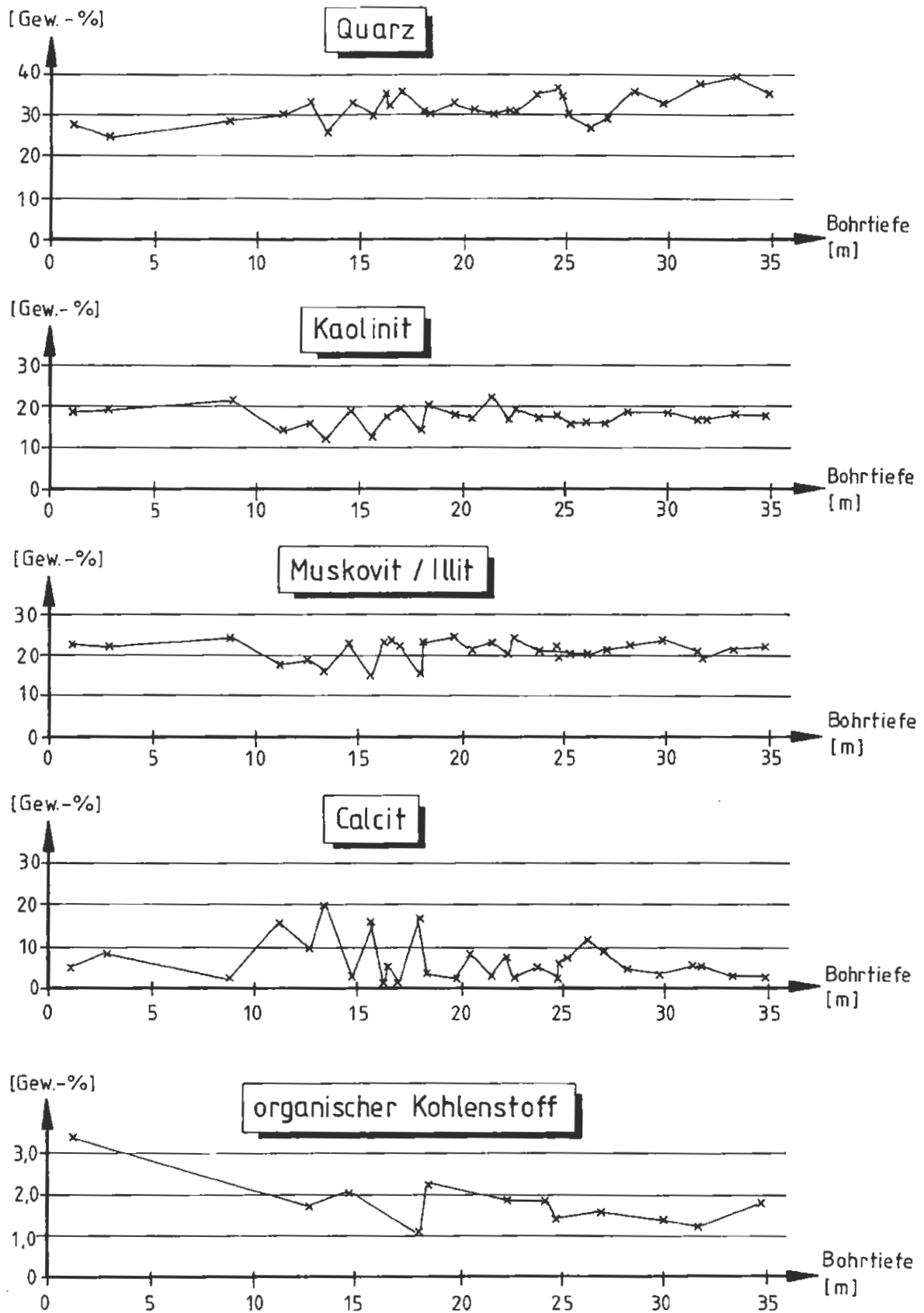


Abb. All - 8.4
 Streckenvorbohrung B 10
 Mineralbestand und Gehalt
 an organischem Kohlenstoff



ENDLAGER KONRAD
 Untersuchungsprogramm
 541 m - Sohle

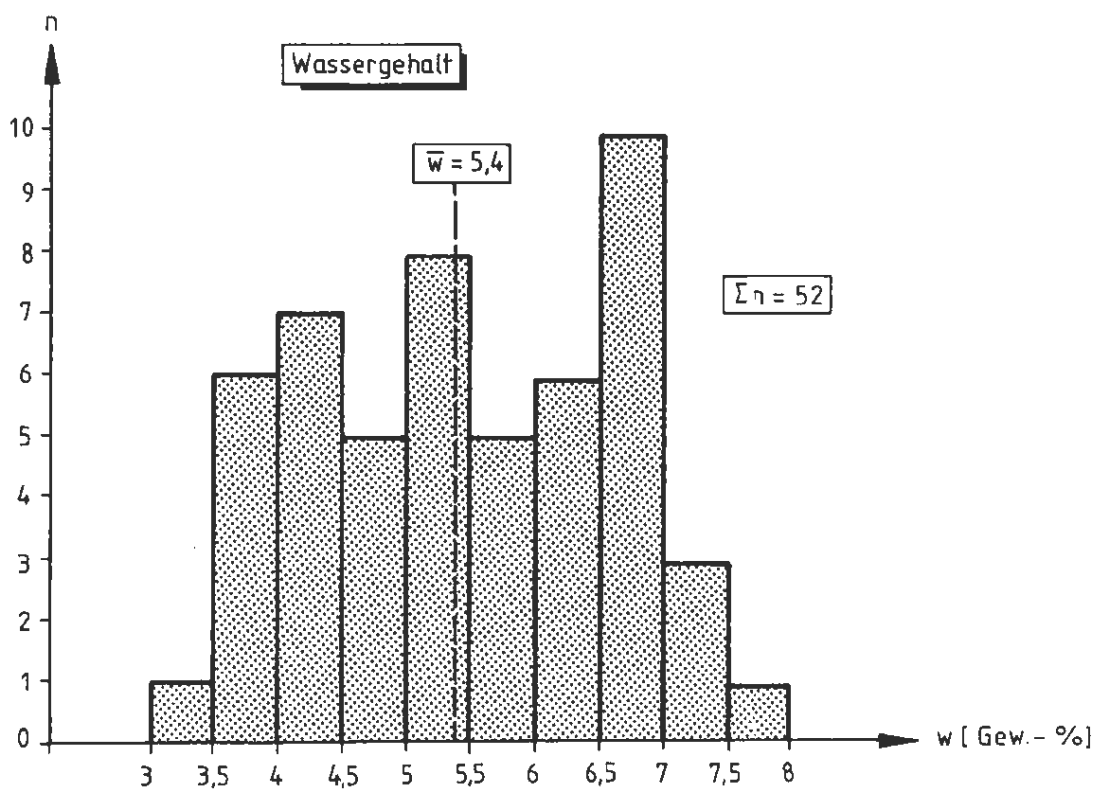
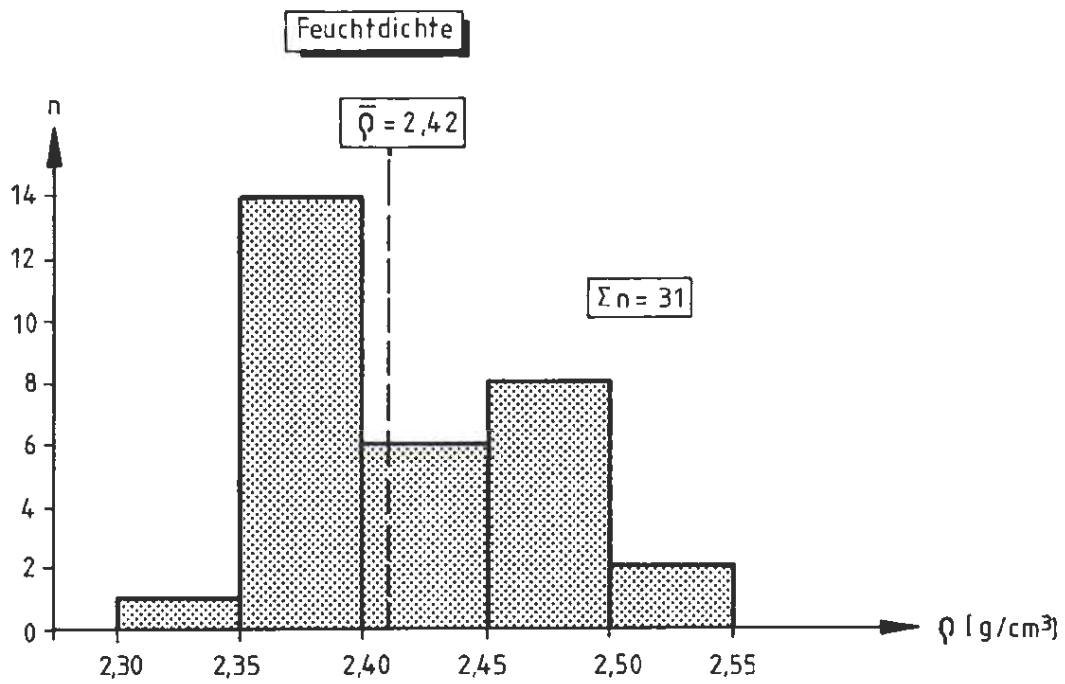


Abb. All - 8.5
Häufigkeitsverteilung der Gesteins-
dichten und Wassergehalte



ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle

Proben - Nr.	Bohrtiefe [m]	Porenanteil $n^{1)}$	Korndichte $q_s^{1)}$ [g/cm ³]
1119/1	10,70 ÷ 11,00	0,1426	2,74
1119/2	10,70 ÷ 11,00	0,1502	2,75
1138/1	25,15 ÷ 25,30	0,1716	2,65
1138/2	25,15 ÷ 25,30	0,1621	2,65
Mittelwert		0,1566	2,70

¹⁾ ermittelt mit dem Quecksilberhochdruckverfahren

Anhand der Mittelwerte von n , q_s und w ermittelter Sättigungsgrad :

$$S_r = \bar{w} \cdot \frac{(1 - \bar{n})}{\bar{n}} \cdot \frac{\bar{q}_s}{q_w} = 0,9$$

mit $\bar{w} = 0,062$ (aus [1])

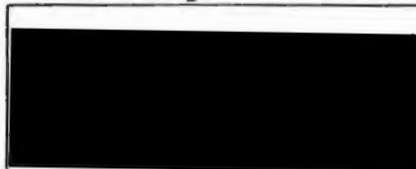
$\bar{n} = 0,1566$

$\bar{q}_s = 2,70$ g/cm³

$q_w = 1,0$ g/cm³

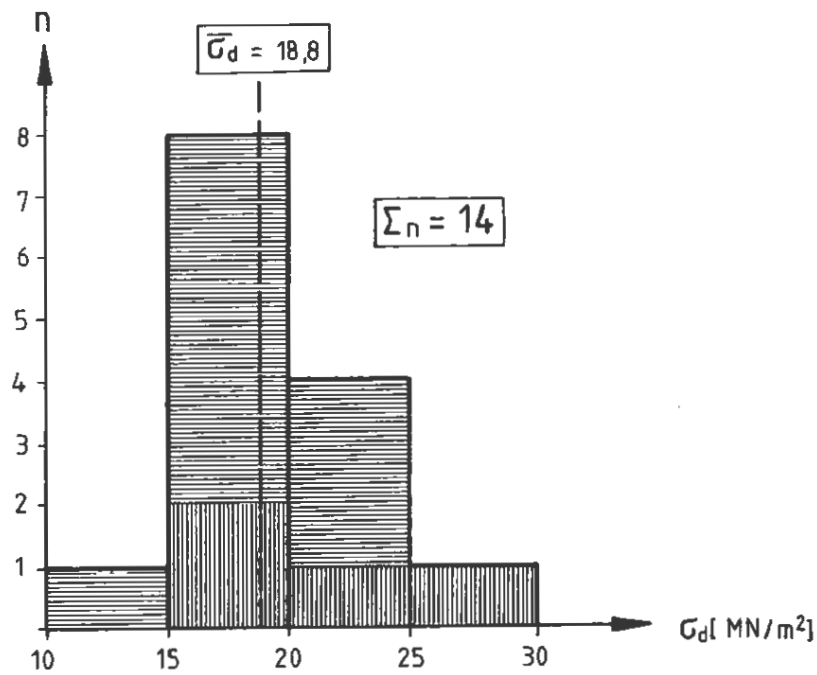
Abb. All - 8.6

Porenanteil, Korndichte und Sättigungsgrad von Proben aus der Vorbohrung B 10

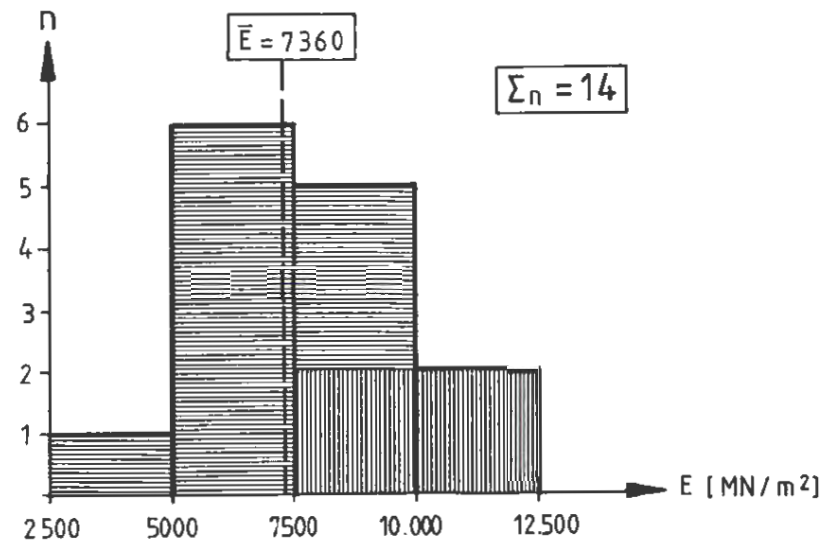


ENDLAGER KONRAD

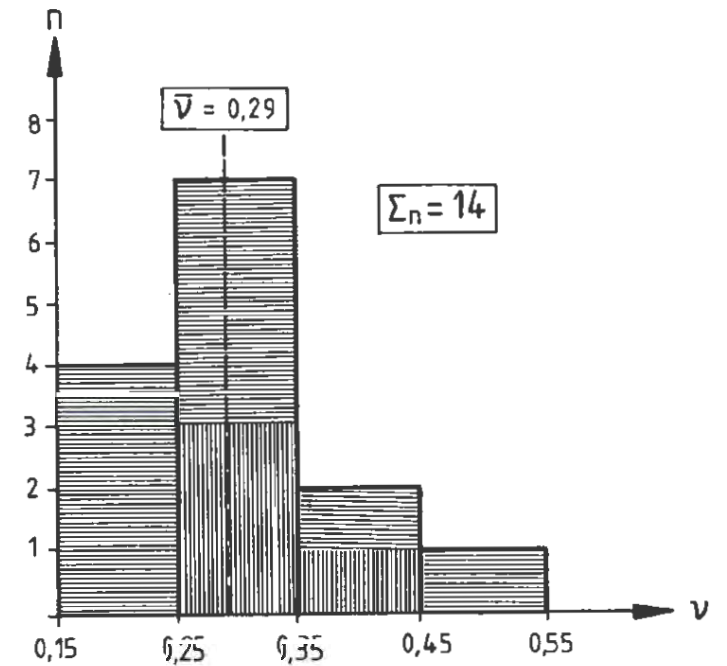
Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle



Häufigkeitsverteilung der einaxialen Druckfestigkeiten



Häufigkeitsverteilung der Erstbelastungsmoduli

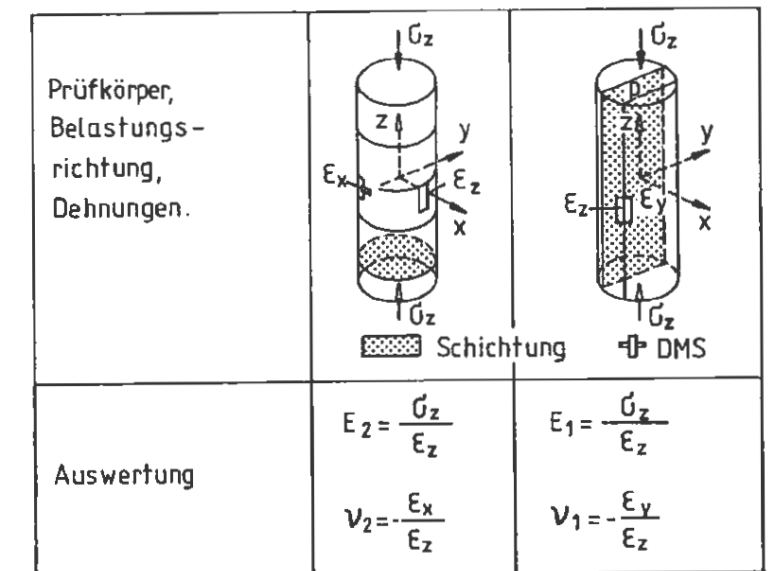


Häufigkeitsverteilung der Poissonzahlen

Bohrung	Bohrtiefe [m]	Belastungsrichtung	σ_d [MN/m ²]	E [MN/m ²]	E _w [MN/m ²]	ν	\bar{E} [MN/m ²]	$\bar{\nu}$	
B 10	8,70 - 9,00	parallel zur Schichtung	17,7	8100	18200	0,26	9930	0,33	$\bar{E} \cong \bar{E}_1$ $\bar{\nu} \cong \bar{\nu}_1$
	14,00 - 14,35		25,4	11400	22800	0,30			
	14,35 - 14,75		24,2	8700	16300	0,44			
	20,15 - 20,50		19,4	11500	15400	0,31			
V 104	4,50 - 4,80	senkrecht zur Schichtung	18,7	5460	-	0,46	6330	0,27	$\bar{E} \cong \bar{E}_2$ $\bar{\nu} \cong \bar{\nu}_2$
	8,41 - 8,66		11,9	6370	-	0,23			
	11,06 - 11,30		17,5	6320	-	0,30			
	14,92 - 15,13		20,9	3790	-	0,38			
	16,95 - 17,21		20,5	7960	-	0,26			
	22,53 - 22,77		16,4	6260	-	0,25			
	23,51 - 23,75		16,6	5690	-	0,17			
	28,35 - 28,61		17,1	6340	-	0,27			
	41,20 - 41,45		21,8	8060	-	0,23			
	47,20 - 47,49		15,7	7040	-	0,19			

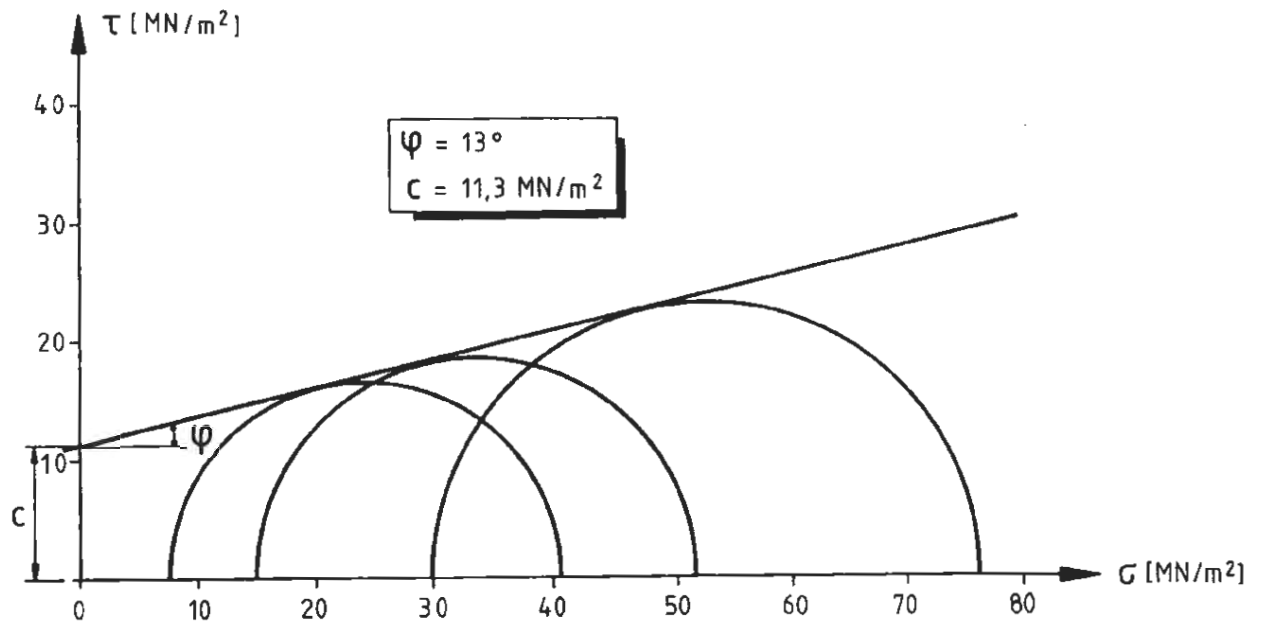
Legende :

- Belastungsrichtung parallel zur Schichtung
- Belastungsrichtung senkrecht zur Schichtung
- σ_d : einaxiale Druckfestigkeit
- E : Erstbelastungsmodul
- E_w : Ent-/Wiederbelastungsmodul
- ν : Poissonzahl

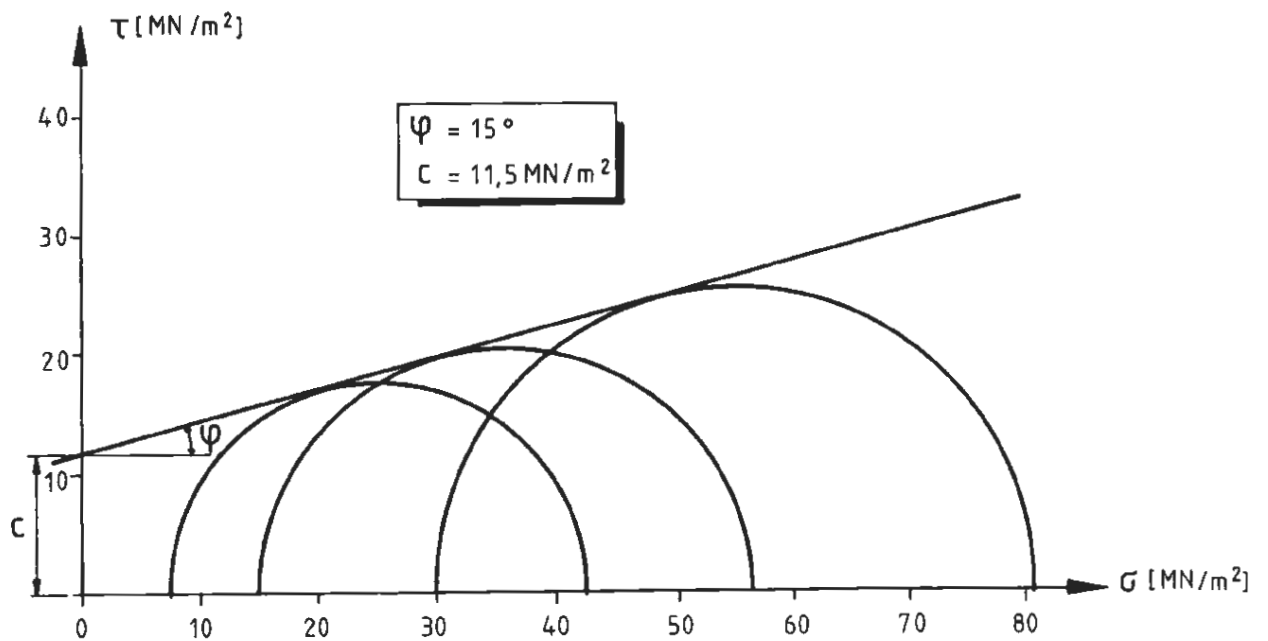


Definition und Bestimmung der Verformungsparameter geschichteter Gesteine durch einaxiale Druckversuche

Abb. All - 8.7
Ergebnisse der einaxialen Druckversuche



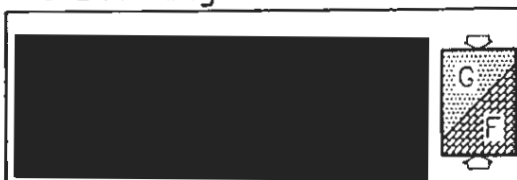
Bohrtiefe 10,70 m ÷ 11,00 m



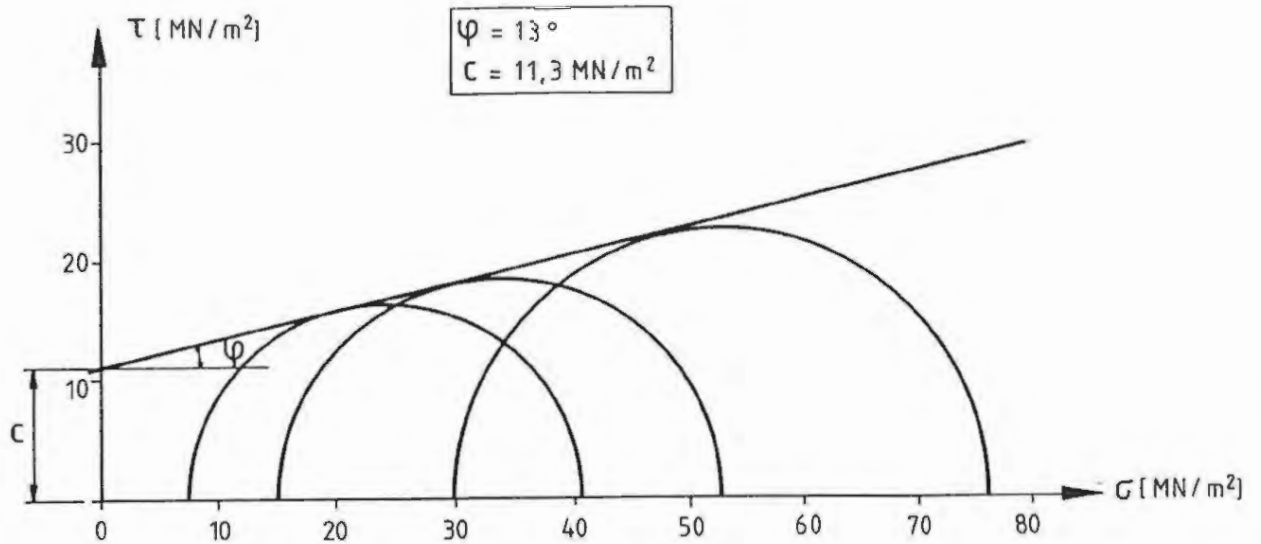
Bohrtiefe 13,65 m ÷ 14,00 m

Abb. AII - 8.8

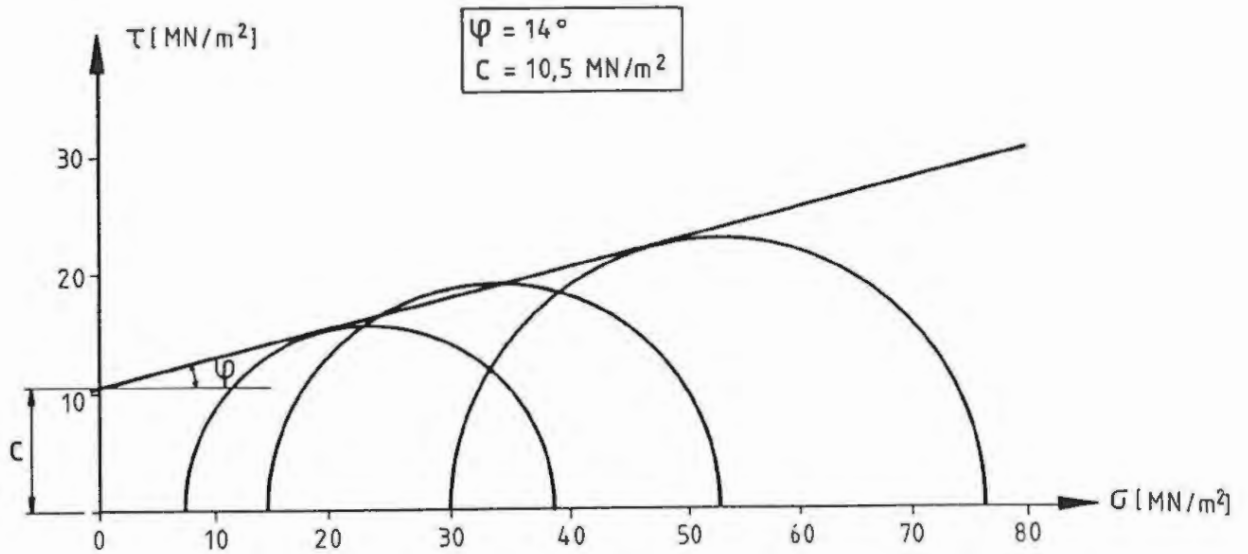
Ergebnisse der dreiaxialen Druckversuche an Prüfkörpern aus der Vorbohrung B10



ENDLAGER KONRAD
 Untersuchungsprogramm
 541 m - Sohle



Bohrtiefe 10,60 m ÷ 10,75 m



Bohrtiefe 23,80 m ÷ 24,00 m

Abb. All-8.9

Ergebnisse der dreiaxialen Druckversuche an Prüfkörpern aus der Bohrung V 104



ENDLAGER KONRAD

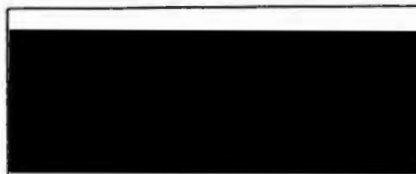
Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle

Quell- richtung	Bohrung	Bohrtiefe [m]	Versuchs- dauer [Tage]	max. Quelldehnung [%]	
				Einzel- werte	Mittel- wert
senkrecht zur Schichtung	B10	21,1÷21,2	44 ¹⁾ /56	14,4	21,2
	B10	34,2÷ 34,4	45	16,8 ⁴⁾	
parallel zur Schichtung	B10	25,2÷25,3	30 ²⁾ /54	12,9	
	B10	27,2÷27,5	98 ³⁾ /151	25,0 ⁴⁾	
	B10	28,9÷29,3	33	25,2 ⁴⁾	
	V104	11,2÷11,4	63	28,2	
	V104	24,1÷24,3	78	18,5	
	V104	41,0÷41,2	78	28,6	

- 1) nach 44 Tagen wurde der Versuch mit Hilswasser fortgesetzt
- 2) nach 30 Tagen wurde der Versuch mit Hilswasser fortgesetzt
- 3) nach 98 Tagen wurde der Versuch mit Hilswasser fortgesetzt
- 4) keine Konvergenz der Quelldehnung bis zum Versuchsende

Abb. All-8.10

Ergebnisse der Quellhebungsversuche
mit destilliertem Wasser



ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle

Wasser	Quell- richtung	Bohrung	Bohrtiefe [m]	Versuchs- dauer [Tage]	max. Quelldehnung [%]	
					Einzel- werte	Mittel- werte
Hils	senkrecht zur Schichtung	B10	21,2÷21,3	32	1,8	3,8 (8,8)
		B10	34,2÷34,4	27	5,7	
		B10	34,4÷34,6	27	3,5 *)	
		B10	12,0÷12,2	150	0,2	
		B10	16,2÷16,4	150	7,0 *)	
	parallel zur Schichtung	B10	25,2÷25,3	32	0,4	
		B10	28,9÷29,3	33	8,2	
		V104	11,2÷11,4	63	(23,1)	
		V104	24,1÷24,3	78	(17,2)	
		V104	41,0÷41,2	78	(20,7)	
Ort 300	senkrecht zur Schichtung	B10	21,1÷21,2	29	1,3	1,9
		B10	34,4÷34,6	27	1,3	
	parallel zur Schichtung	B10	12,0÷12,2	150	3,0 *)	
		B10	25,2÷25,3	29	1,9	

*) keine Konvergenz der Quelldehnungen bis zum Versuchsende

Abb. All-8.11
Ergebnisse der Quellhebungsversuche
mit Salzwasser

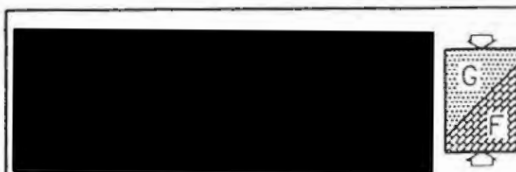


ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle

Wasser	Bela- stungs- richtung	Boh- rung	Bohr- tiefe [m]	Versuchsdauer		max. Quellspannung [MN/m ²]	
				t ₀ ¹⁾ [Tage]	t ²⁾ [Tage]	Einzel- werte	Mittel- werte
destil- liertes Wasser	senkrecht zur Schichtung	B10	20,7÷21,0	17	26,5	1,64	3,46
	parallel zur Schichtung	V104	11,2÷11,4	12	78	5,06	
	"	V104	24,1÷24,3	1	78	3,67	
Salz- wasser (Hils)	senkrecht zur Schichtung	B10	20,7÷21,0	1	26,5	0,83	2,14
	parallel zur Schichtung	V104	11,2÷11,4	4	78	4,87	
Salz- wasser (Ort 300)	senkrecht zur Schichtung	B10	20,7÷21,0	1	24	0,73	

- 1) Versuchsdauer bis zum Erreichen der max. Quellspannung
2) Versuchsdauer insgesamt

Abb. All - 8.12
Ergebnisse der Quelldruckversuche



ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle

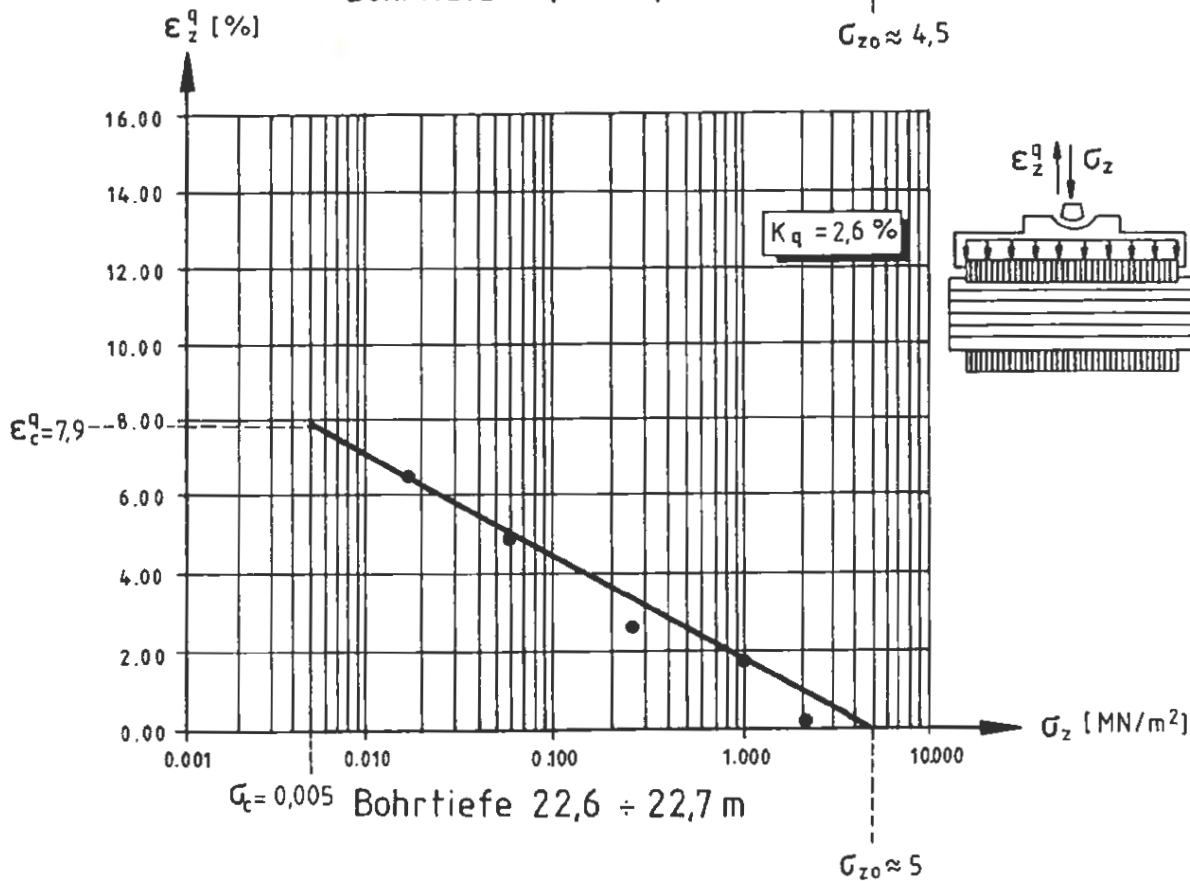
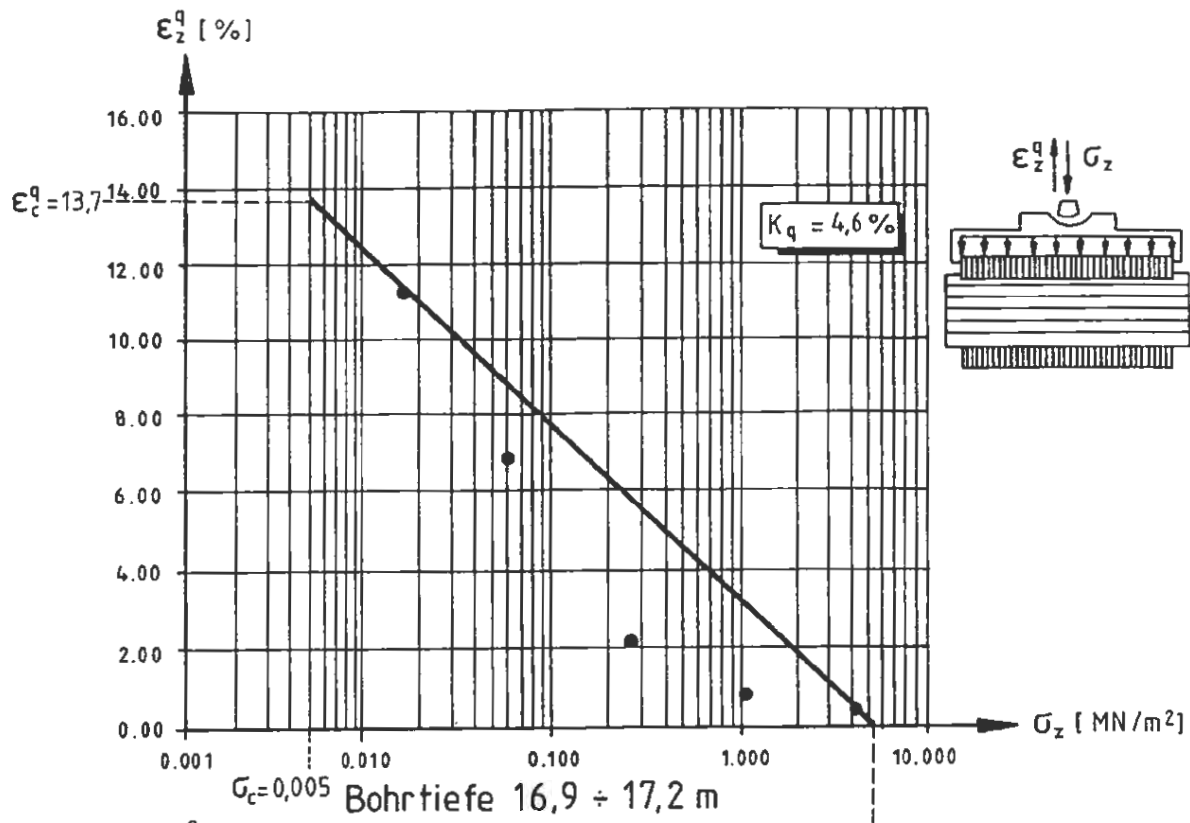


Abb. All - 8.13

Ergebnisse der HUDER / AMBERG - Versuche
mit destilliertem Wasser an Prüfkörpern
aus der Vorbohrung B 10



ENDLAGER KONRAD

Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle

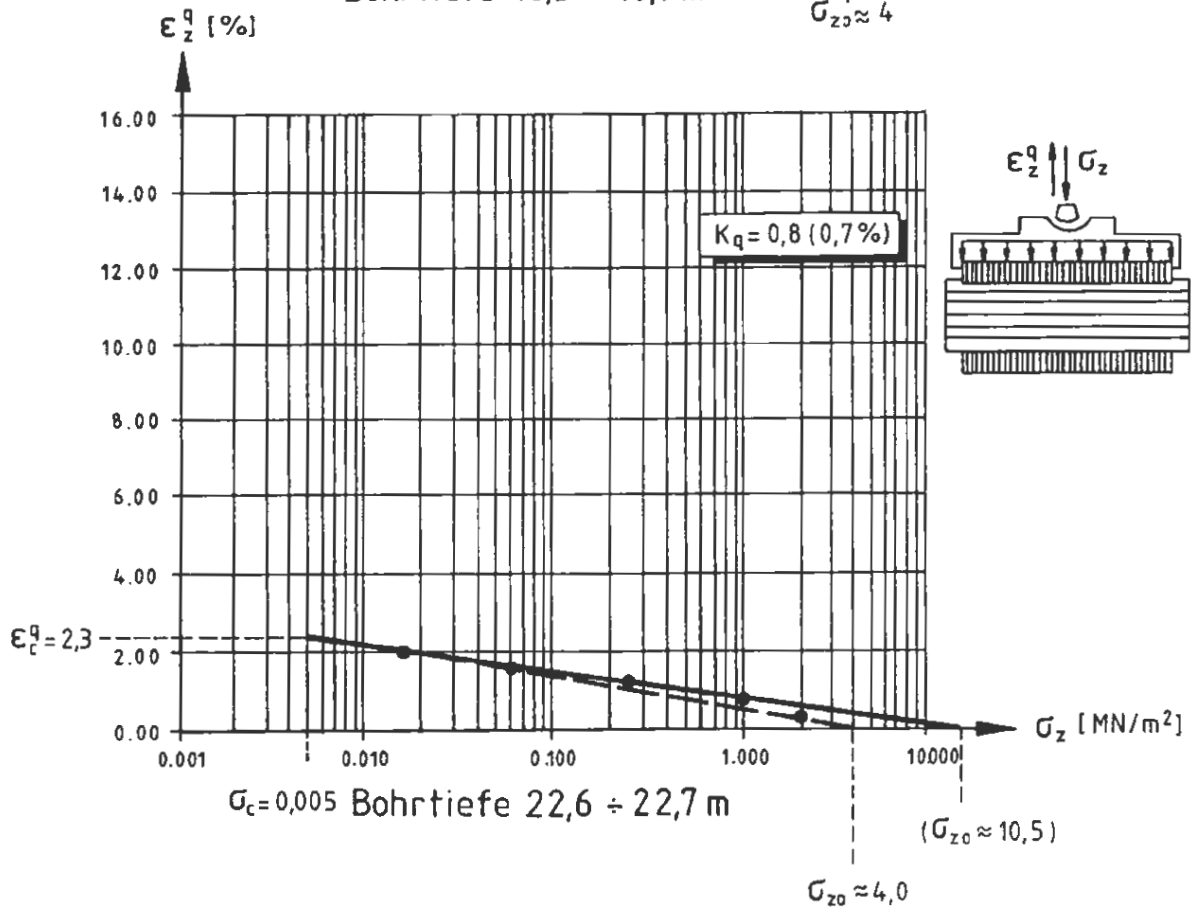
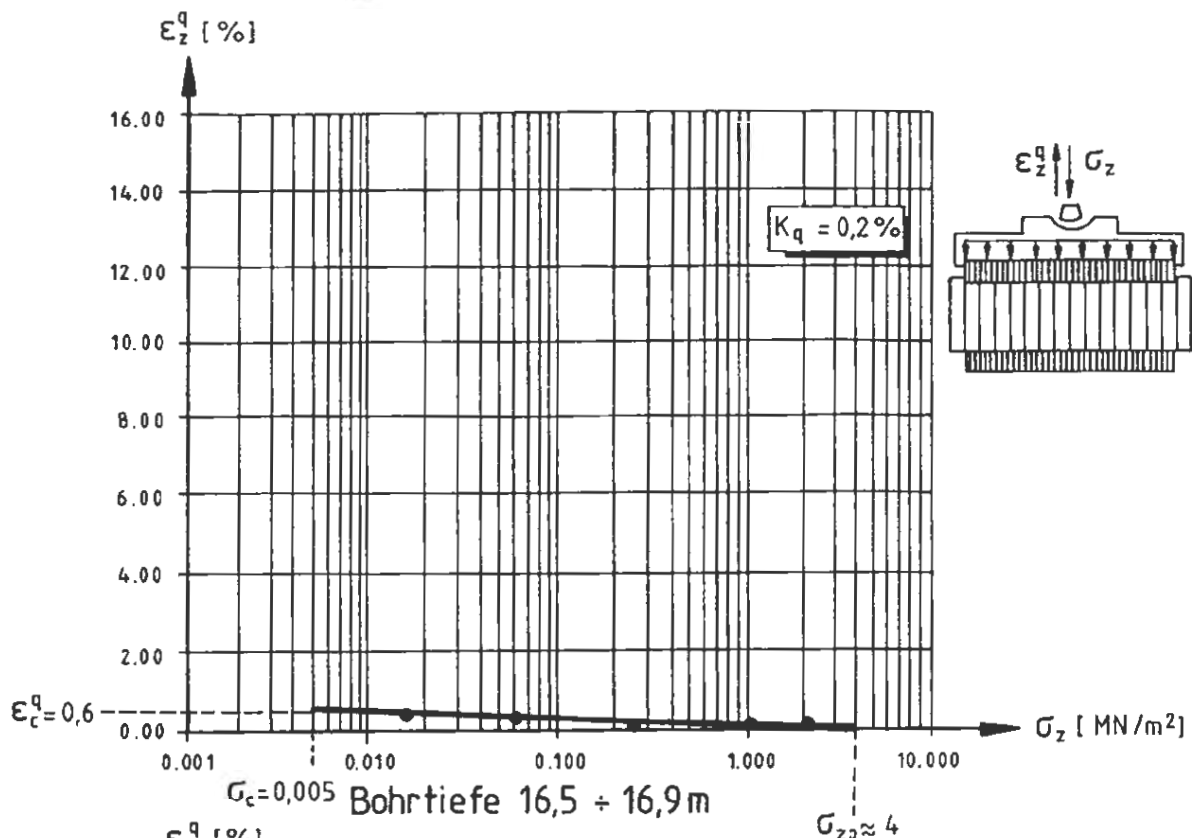


Abb. All - 8.14

Ergebnisse der HUDER / AMBERG - Versuche
mit Salzwasser aus dem Hilssandstein an
Prüfkörpern aus der Vorbohrung B 10



ENDLAGER KONRAD

Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle

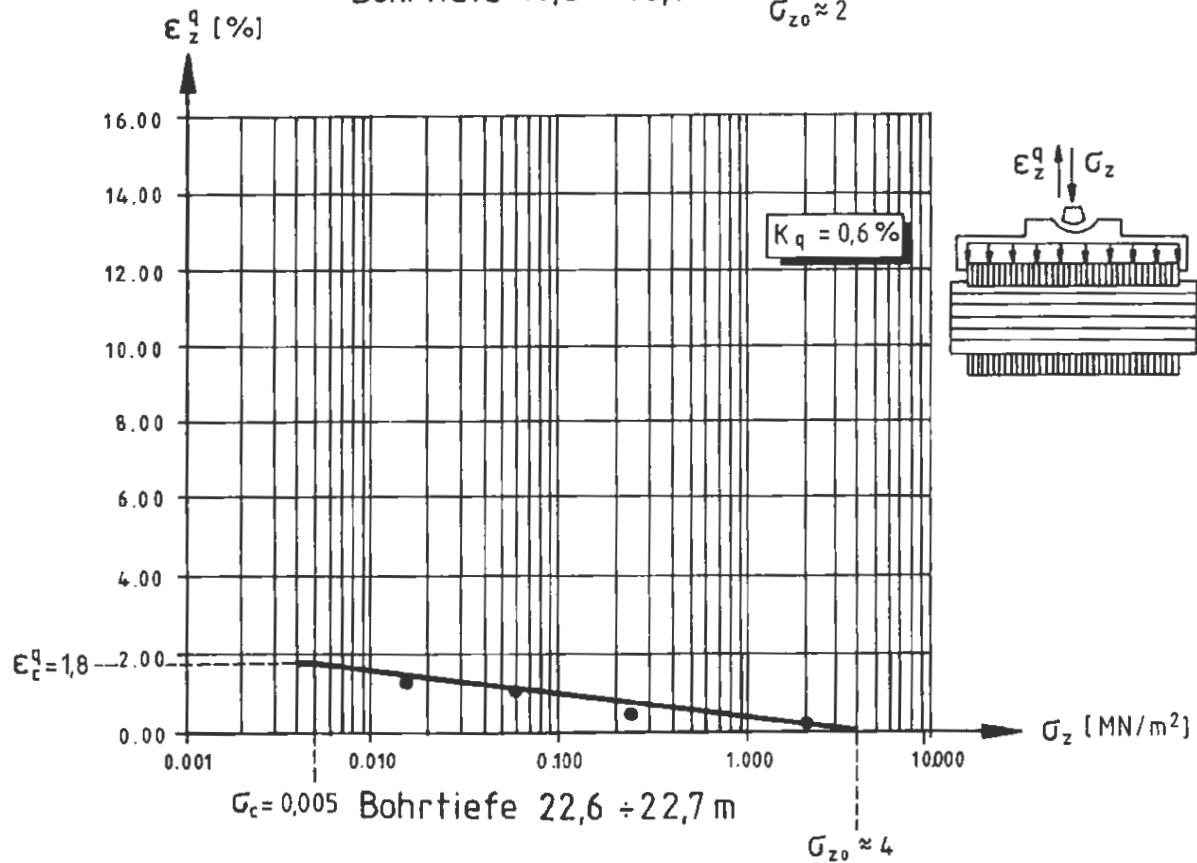
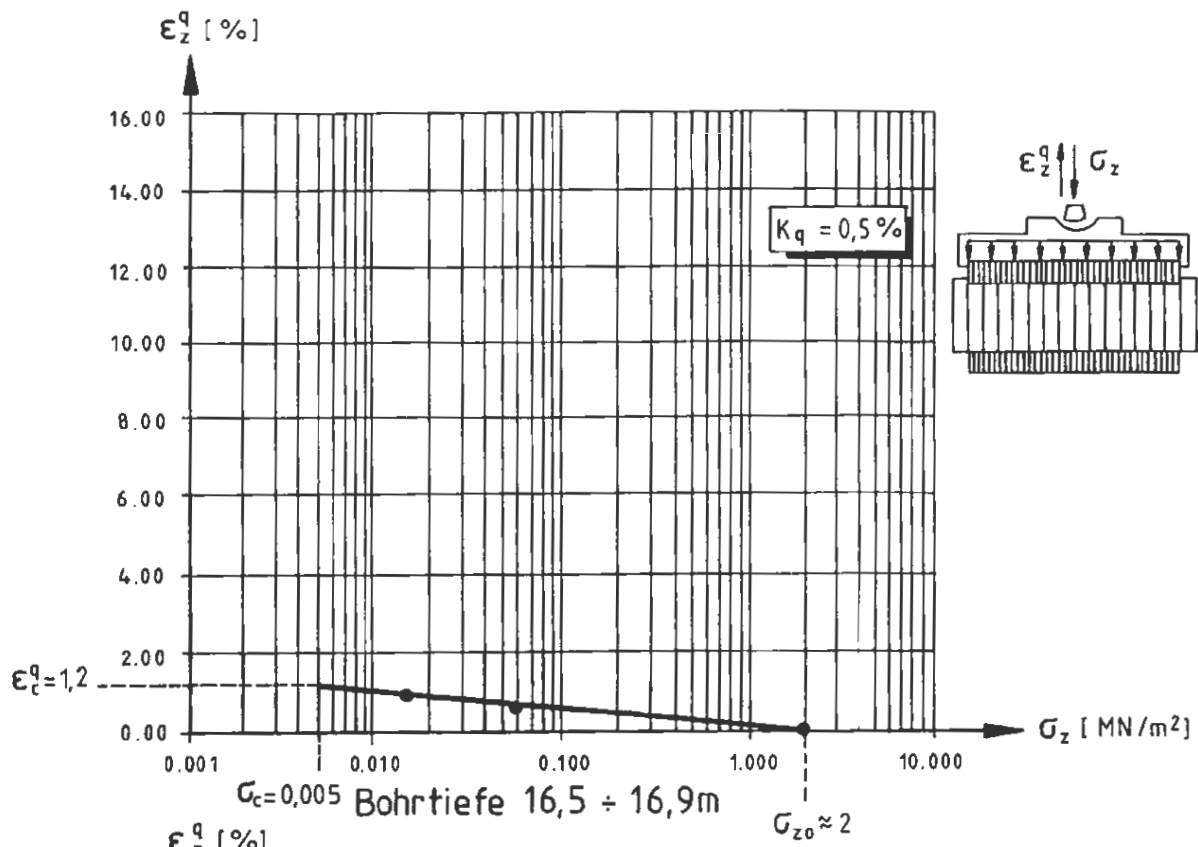


Abb. AII - 8.15

Ergebnisse der HUDER / AMBERG - Versuche
mit Salzwasser aus dem Oxford (Ort 300)
an Prüfkörpern aus der Vorbohrung B 10



ENDLAGER KONRAD

Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle

Wasser	Belastungs-/ Quell- richtung	Bohrung	Bohrtiefe [m]	Versuchsart	ϵ_c^q 4) [%]	σ_{z_0} 5) [MN/m ²]		K_q 6) [%]	
						Einzel- werte	Mittel- werte	Einzel- werte	Mittel- werte
destil- liertes Wasser	senkrecht zur Schichtung	B10	16,9÷17,2	HAV 1)	13,7	~ 4,5		4,6	5,7
		B10	22,6÷22,7	HAV 1)	7,9	~ 5		2,6	
		B10	21,1÷21,2	QHV 2)	14,4	-		5,7	
		B10	20,7÷21,0	QDV 3)	-	1,6		-	
	parallel zur Schichtung	V104	11,2÷11,4	QHV 2)	28,2	-	4,0	9,4	
		V104	11,2÷11,4	QDV 3)	-	5,1		-	
		V104	24,1÷24,3	QHV 2)	18,5	-		6,4	
		V104	24,1÷24,3	QDV 3)	-	3,7		-	
Salz- wasser (Hils)	senkrecht zur Schichtung	B10	22,6÷22,7	HAV 1)	2,3	~ 4 (~10,5)		0,8 (0,7)	2,4
		B10	21,2÷21,3	QHV 2)	1,8	-		0,8	
		B10	20,7÷21,0	QDV 3)	-	0,8	3,4	-	
	parallel zur Schichtung	B10	16,5÷16,9	HAV 1)	0,6	~ 4		0,2	
		V104	11,2÷11,4	QHV 2)	23,1	-		7,7	
		V104	11,2÷11,4	QDV 3)	-	4,9		-	
Salz- wasser (Ort 300)	senkrecht zur Schichtung	B10	22,6÷22,7	HAV 1)	1,8	~ 4		0,6	0,6
		B10	21,1÷21,2	QHV 2)	1,3	-		0,6	
		B10	20,7÷21,0	QDV 3)	-	0,7	2,2	-	
	parallel zur Schichtung	B10	16,5÷16,9	HAV 1)	1,5	~ 2		0,5	

1) HAV : Huder / Amberg - Versuch

2) QHV : Quellhebungsversuch

3) QDV : Quelldruckversuch

4) $\epsilon_c^q = \epsilon^q(\sigma_c)$ mit $\sigma_c = 5 \text{ kN/m}^2$

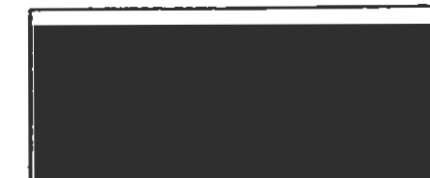
entspricht der maximalen Quelldehnung
beim Quellhebungsversuch

5) σ_{z_0} entspricht der maximalen Quellspannung
beim Quelldruckversuch

6)
$$K_q = \frac{\epsilon_c^q}{\log.(\sigma_c / \sigma_0)}$$

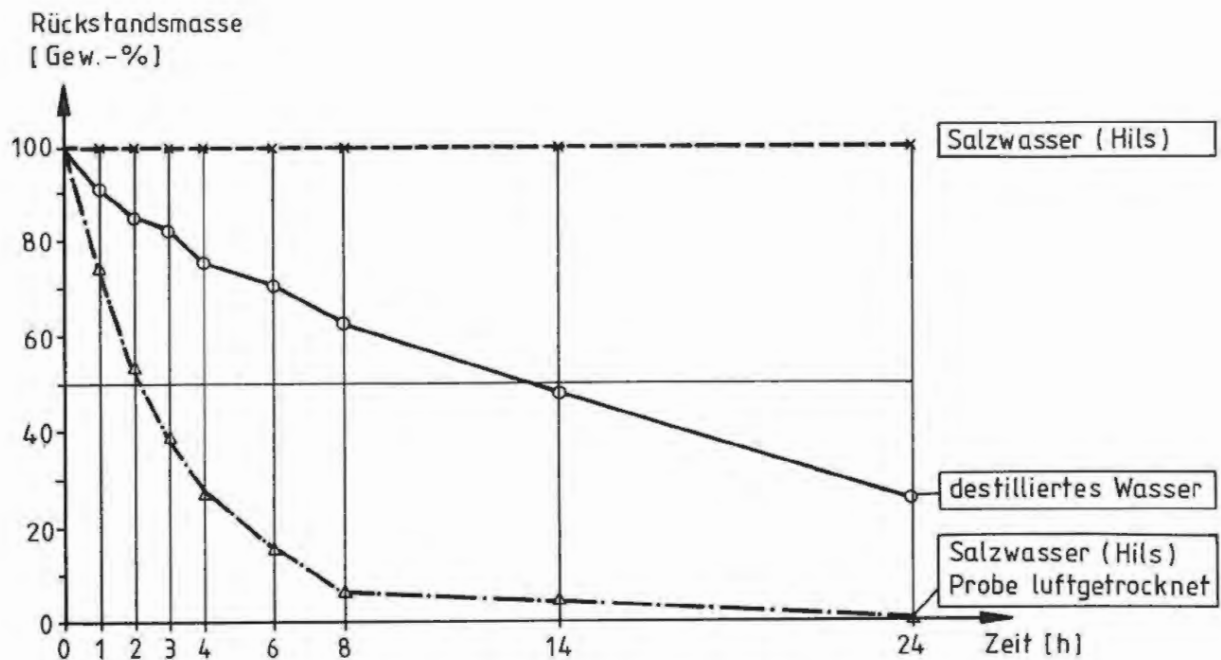
Abb. All-8.16

Auswertung der Quellversuche im
Hinblick auf die Quellparameter

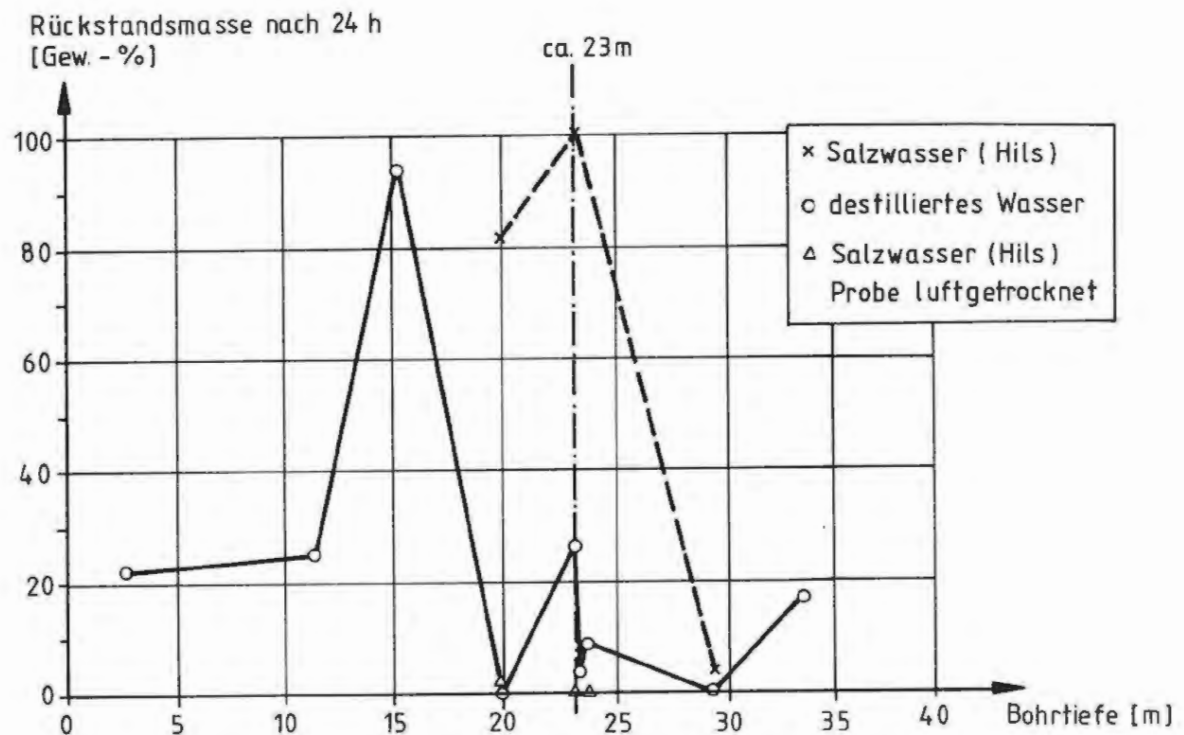


ENDLAGER KONRAD

Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle



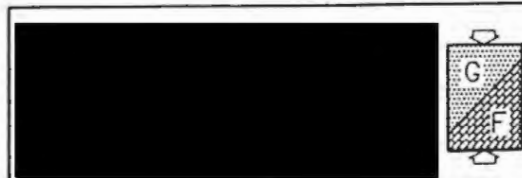
Rückstandsmasse in Abhängigkeit von der Zeit
(Bohrtiefe ca. 23 m)



Rückstandsmasse nach 24 Stunden in Abhängigkeit
von der Bohrtiefe

Abb. All - 8.17

Ergebnisse der Tauchversuche an
Proben aus der Vorbohrung B 10



ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle

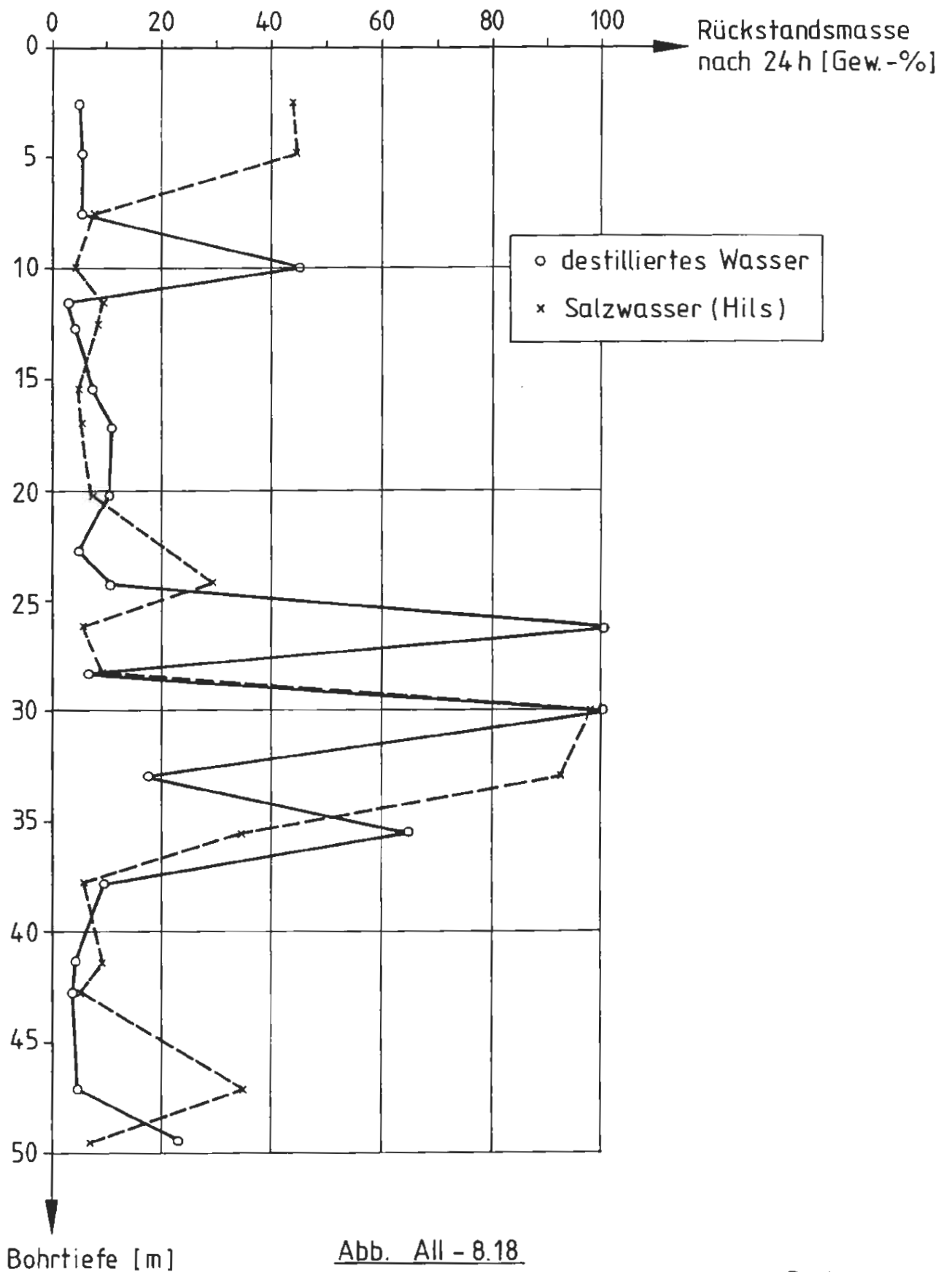


Abb. All - 8.18

Ergebnisse der Tauchversuche an Proben aus der Bohrung V104



ENDLAGER KONRAD
 Untersuchungsprogramm
 541 m - Sohle

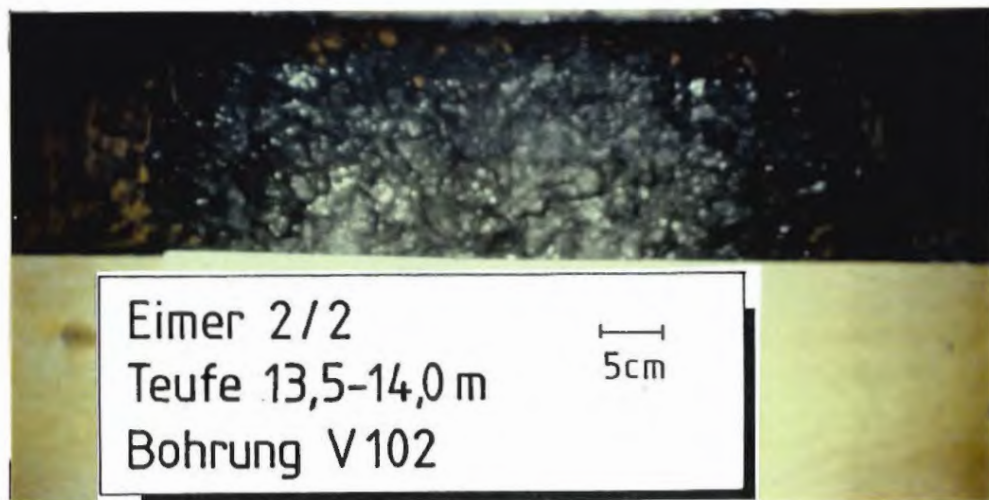
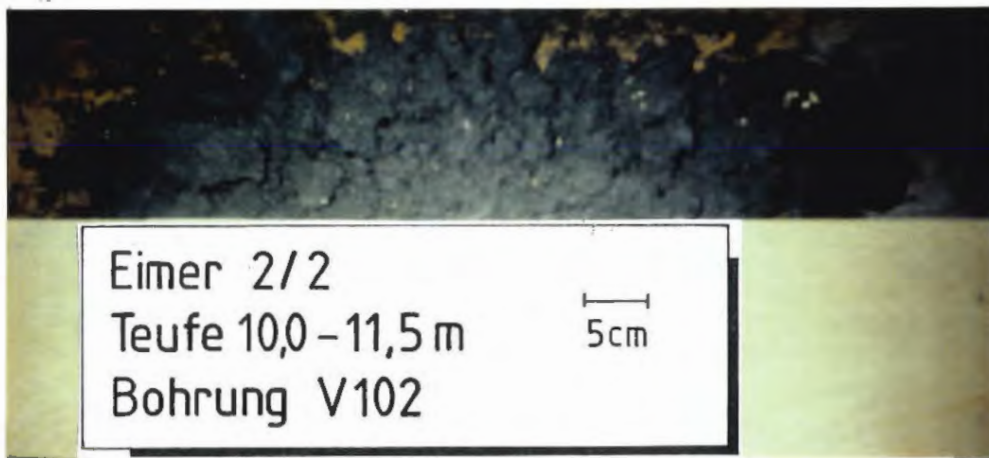
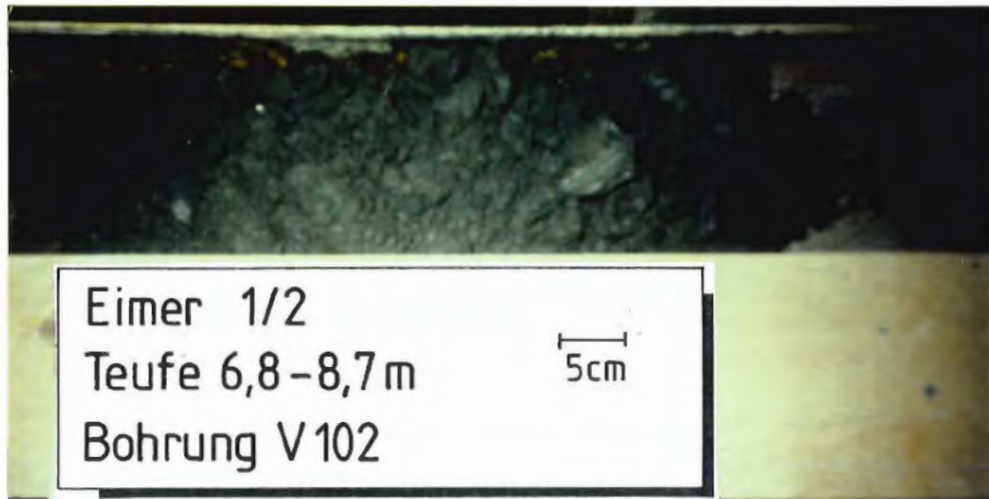


Abb. All-8.19

Fotodokumentation des in situ
zerfallenen Gesteins (Teil 1)

Entnahme aus der Bohrung V 102



ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle

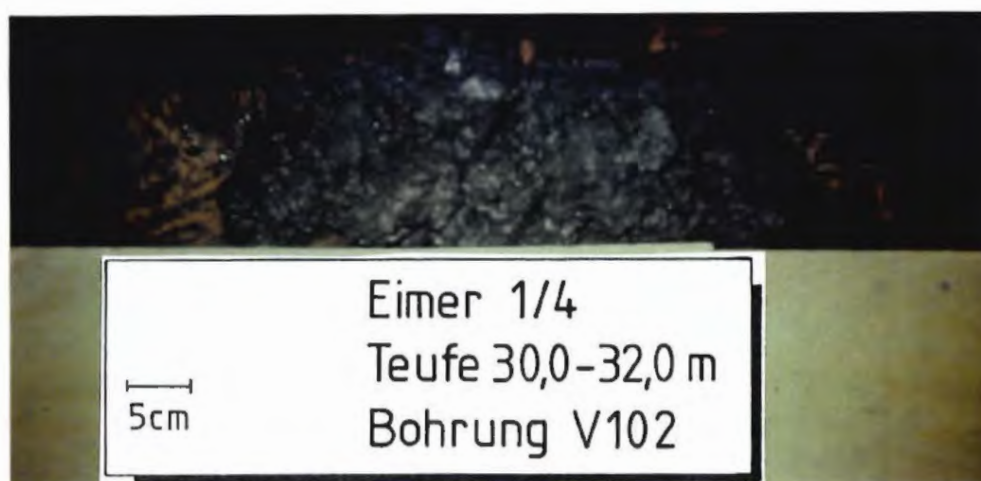
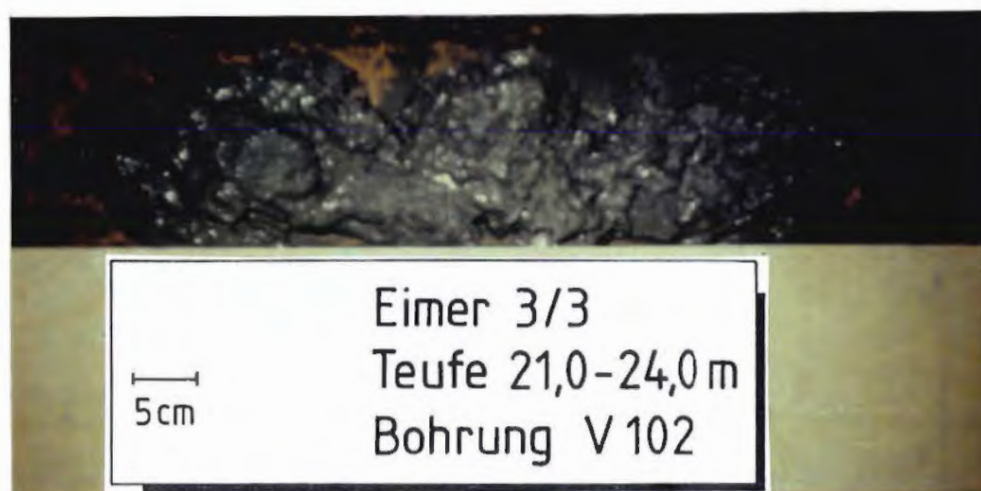
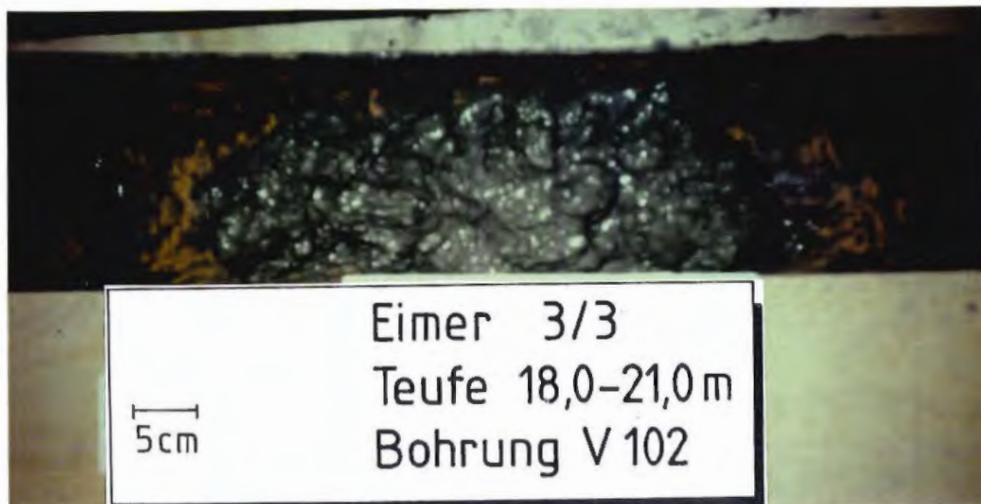
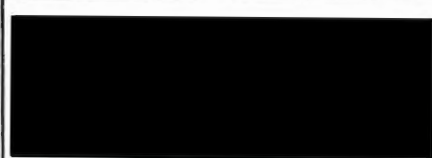
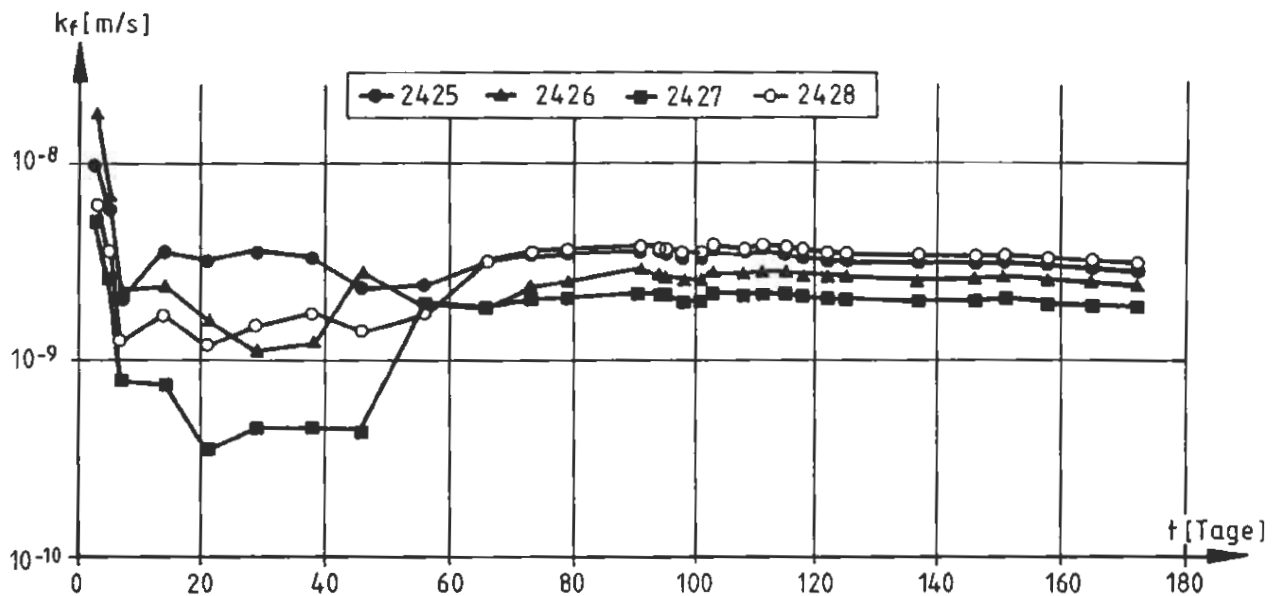
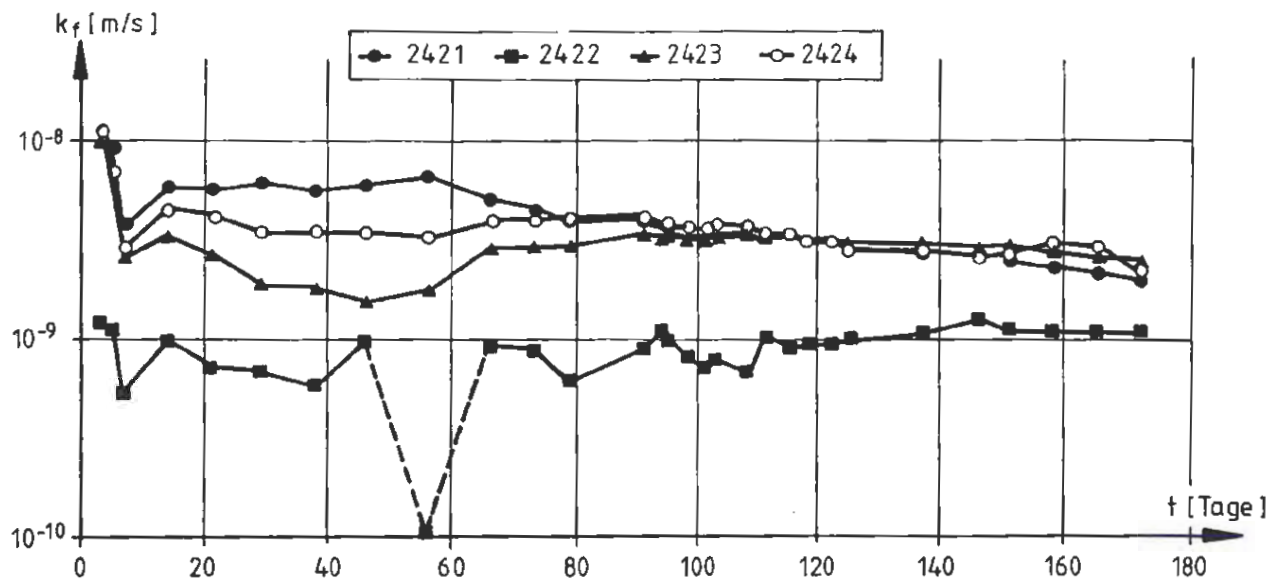


Abb. All-8.20
Fotodokumentation des in situ
zerfallenen Gesteins (Teil 2)
Entnahme aus der Bohrung V102



ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle



Proben-Nr.	Entnahmebereich [m]	k_f -Wert nach der Sedimentation [m/s]	k_f -Wert nach 170 Tagen [m/s]
2421	3,20 - 4,20	$1,2 \cdot 10^{-8}$	$2,1 \cdot 10^{-9}$
2422	6,80 - 8,70	$1,3 \cdot 10^{-9}$	$1,2 \cdot 10^{-9}$
2423	10,00 - 11,50	$1,0 \cdot 10^{-8}$	$2,7 \cdot 10^{-9}$
2424	13,50 - 14,00	$1,2 \cdot 10^{-8}$	$2,4 \cdot 10^{-9}$
2425	18,00 - 21,00	$9,9 \cdot 10^{-9}$	$2,8 \cdot 10^{-9}$
2426	21,00 - 24,00	$1,8 \cdot 10^{-8}$	$2,4 \cdot 10^{-9}$
2427	27,00 - 30,00	$5,1 \cdot 10^{-9}$	$1,9 \cdot 10^{-9}$
2428	30,00 - 32,00	$6,1 \cdot 10^{-9}$	$3,1 \cdot 10^{-9}$

Abb. All - 8.21
 Wasserdurchlässigkeit des in situ
 zerfallenen Gesteins
 Entnahme aus der Bohrung V 102



ENDLAGER KONRAD
 Untersuchungsprogramm
 541 m - Sohle

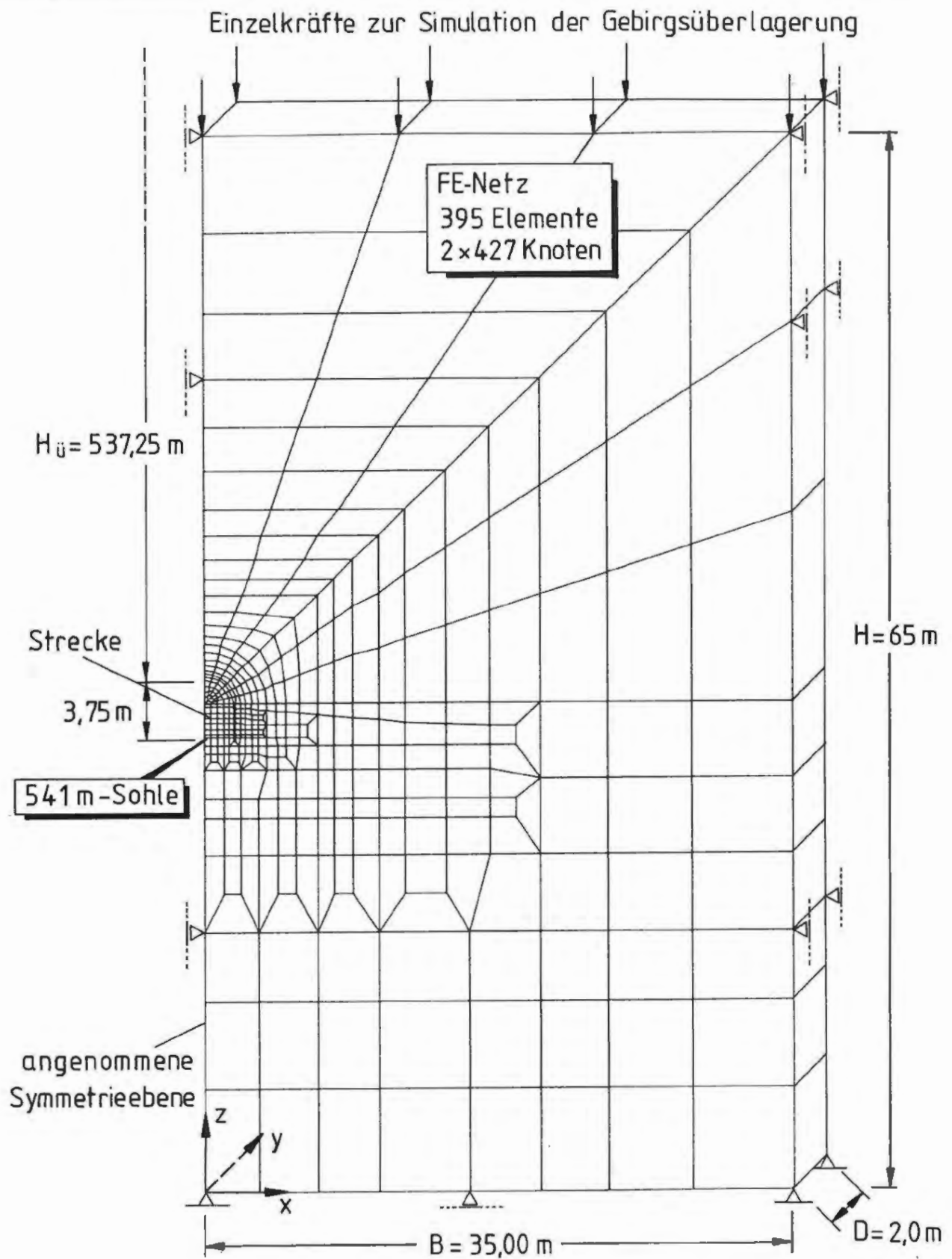

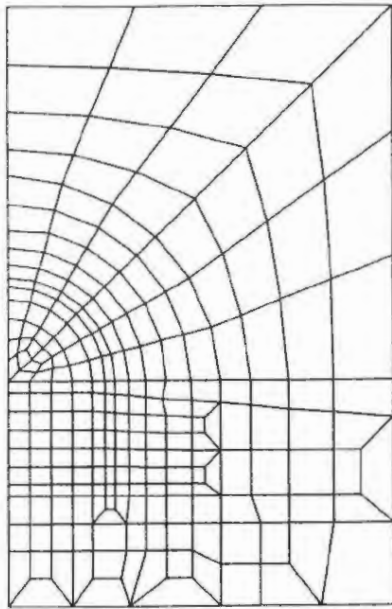


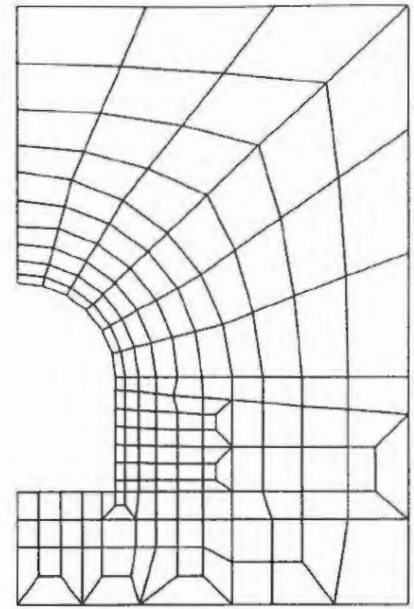
Abb. All - 9.1

Interpretation der Verformungsmessungen:
Berechnungsausschnitt, FE-Netz und
Randbedingungen

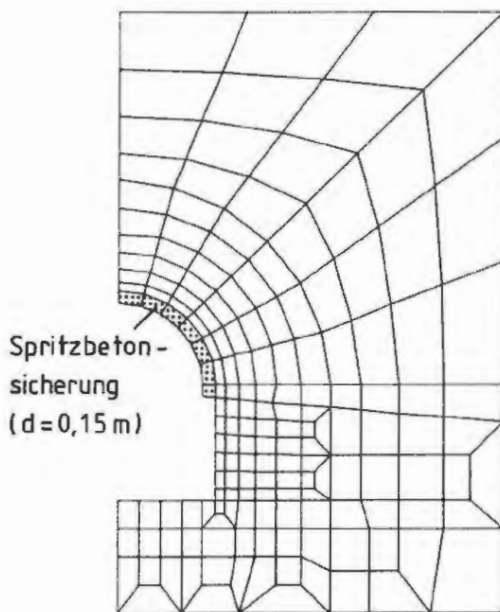
		<p>ENDLAGER KONRAD Untersuchungsprogramm 541 m - Sohle</p>
--	---------------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------



1.Rechenschritt:
Spannungs-Verformungszustand
aus dem Eigengewicht des Gebirges

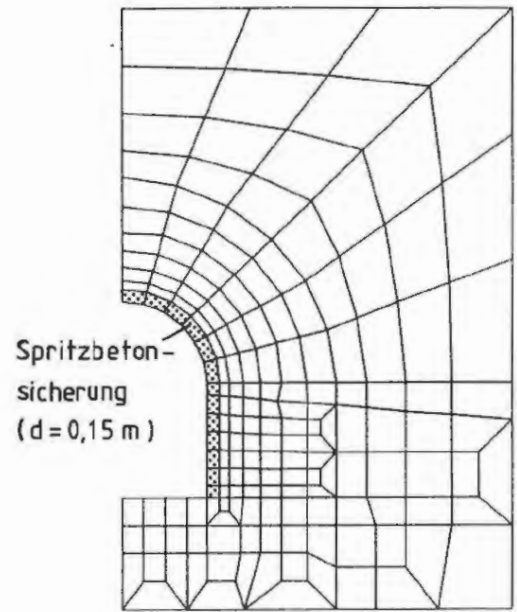


2.Rechenschritt, Fälle A:
Ausbruch des Streckenprofils



Spritzbeton-
sicherung
($d=0,15\text{ m}$)

2.Rechenschritt, Fälle B:
Ausbruch des Streckenprofils
und Sicherung des Gewölbes

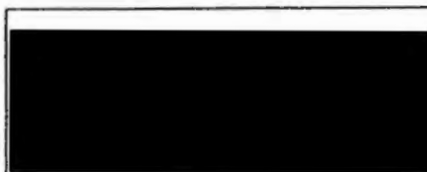


Spritzbeton-
sicherung
($d=0,15\text{ m}$)

2.Rechenschritt, Fall C:
Ausbruch des Streckenprofils
und Sicherung des Gewölbes
und der Stöße

Abb. All - 9.2

Interpretation der Verformungsmessungen:
Rechenschritte



ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle

Fall	Gebirge					Schichtung (horizontal)	
	E-Modul	Kohäsion	Reibungswinkel	einaxiale Druckfestigkeit	Dilatanzwinkel	Reibungswinkel	Dilatanzwinkel
	E [MN/m ²]	c [MN/m ²]	φ [°]	σ_d [MN/m ²]	ψ [°]	φ_s [°]	ψ_s [°]
A 1	2000	elastisch			elastisch		
A 2	2000	2,0	15	5,2	15	nicht berücksichtigt	
A 3	2000	2,0	15	5,2	15	15	15
A 4	1500	3,5	15	9,1	15	15	15
A 5	2000	4,0	15	10,4	15	15	15
A 6	3000	3,0	15	7,8	15	15	15
A 7	4000	3,0	10	7,2	10	10	10
A 8	2000	4,0	20	11,4	20	20	20
A 9	1500	3,5	15	9,1	0	15	0
A 10	2000	4,0	10	9,5	10	10	10
A 11	6000	2,0	15	9,1	15	15	15
B 1	1500	3,5	15	9,1	15	15	15
B 2	1500	3,0	15	7,8	15	15	15
B 3	1500	4,0	15	10,4	15	15	15
B 4	3000	3,5	15	9,1	15	15	15
C	1500	3,5	15	9,1	15	15	15

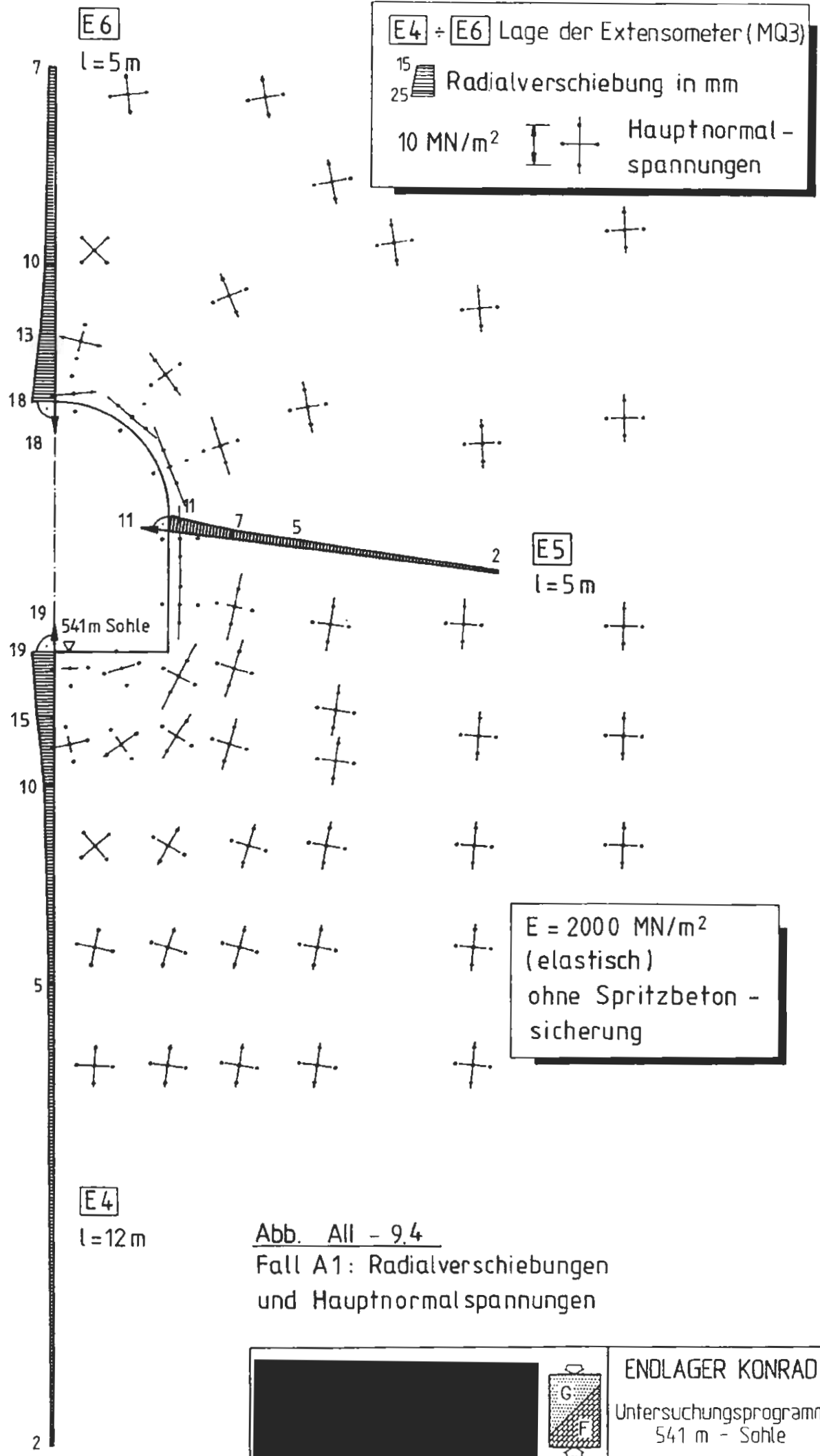
Nicht variierte Kennwerte :	
Gebirge :	Schichtung (horizontal) :
Wichte : $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$	Kohäsion : $c_s = 0$
Poissonzahl : $\nu = 0,37$	Zugfestigkeit : $\sigma_{fs} = 0$
Zugfestigkeit : $\sigma_t = 0$	

Abb. All -9.3

Fälle A, B, C : Felsmechanische Kennwerte



ENDLAGER KONRAD
 Untersuchungsprogramm
 541 m - Sohle



E6

l = 5m

E4 ÷ E6 Lage der Extensometer (MQ3)

15
25 Radialverschiebung in mm

10 MN/m² Hauptnormalspannungen

E5

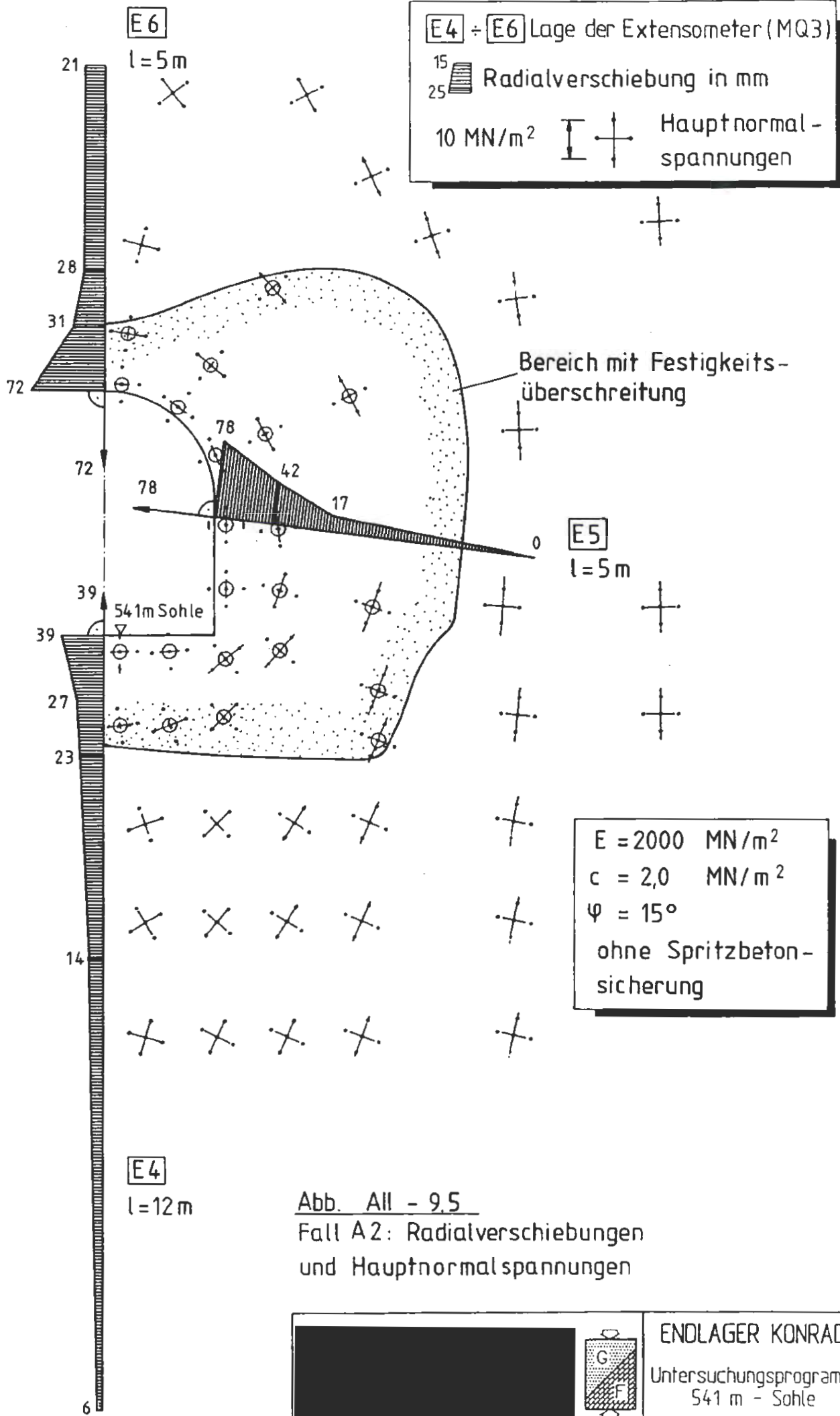
l = 5m

E4

l = 12m

E = 2000 MN/m²
(elastisch)
ohne Spritzbeton -
sicherung

Abb. All - 9.4
Fall A1: Radialverschiebungen
und Hauptnormalspannungen



E6

l = 5 m

E4 ÷ E6 Lage der Extensometer (MQ3)

15
25 Radialverschiebung in mm

10 MN/m² Hauptnormalspannungen

Bereich mit Festigkeitsüberschreitung

E5
l = 5 m

E = 2000 MN/m²
c = 2,0 MN/m²
φ = 15°
ohne Spritzbetonsicherung

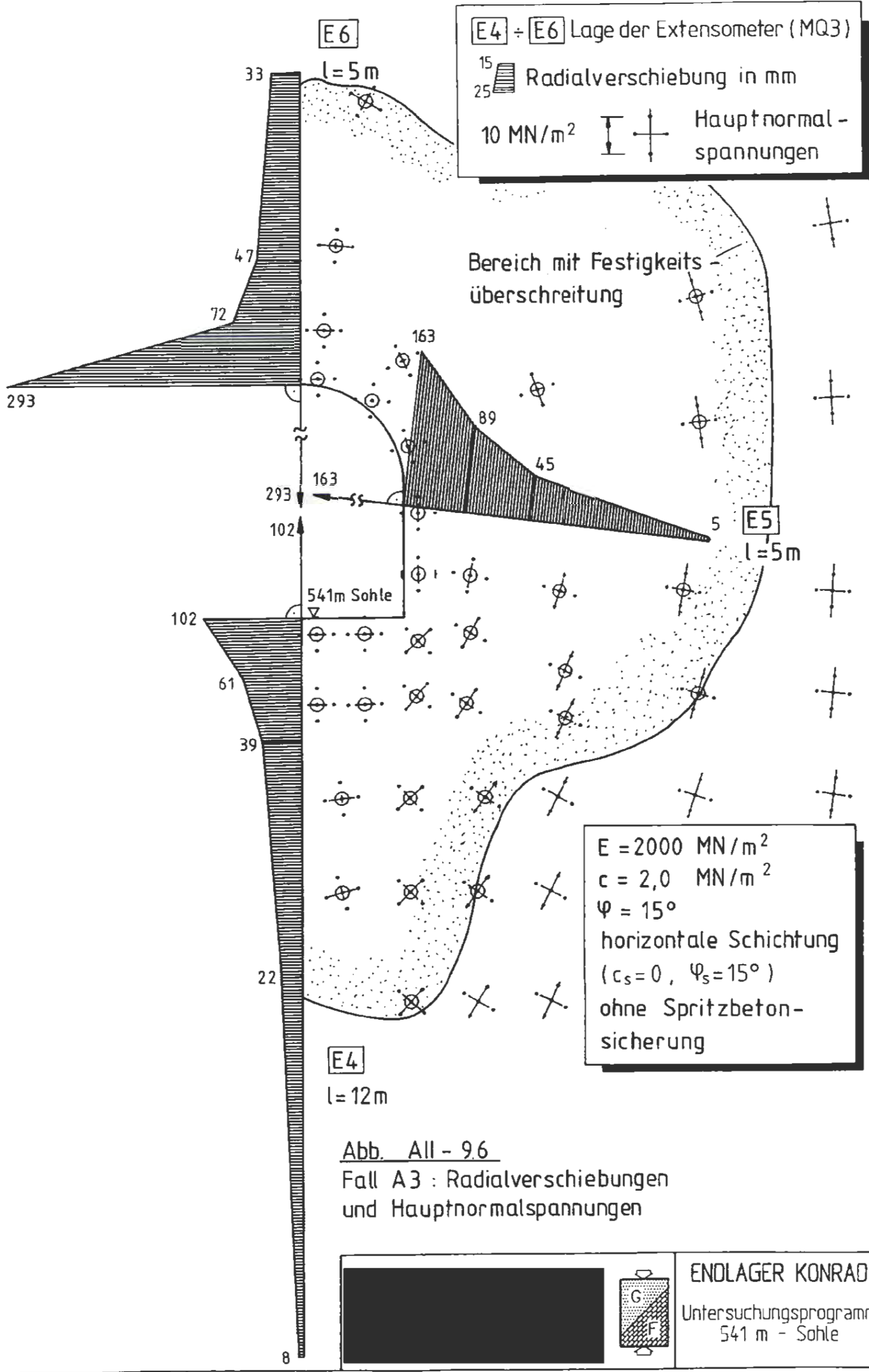
E4

l = 12 m

Abb. All - 9.5
Fall A2: Radialverschiebungen
und Hauptnormalspannungen



ENOLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle



E4 ÷ E6 Lage der Extensometer (MQ3)

15
25 Radialverschiebung in mm

10 MN/m² Hauptnormalspannungen

Bereich mit Festigkeitsüberschreitung

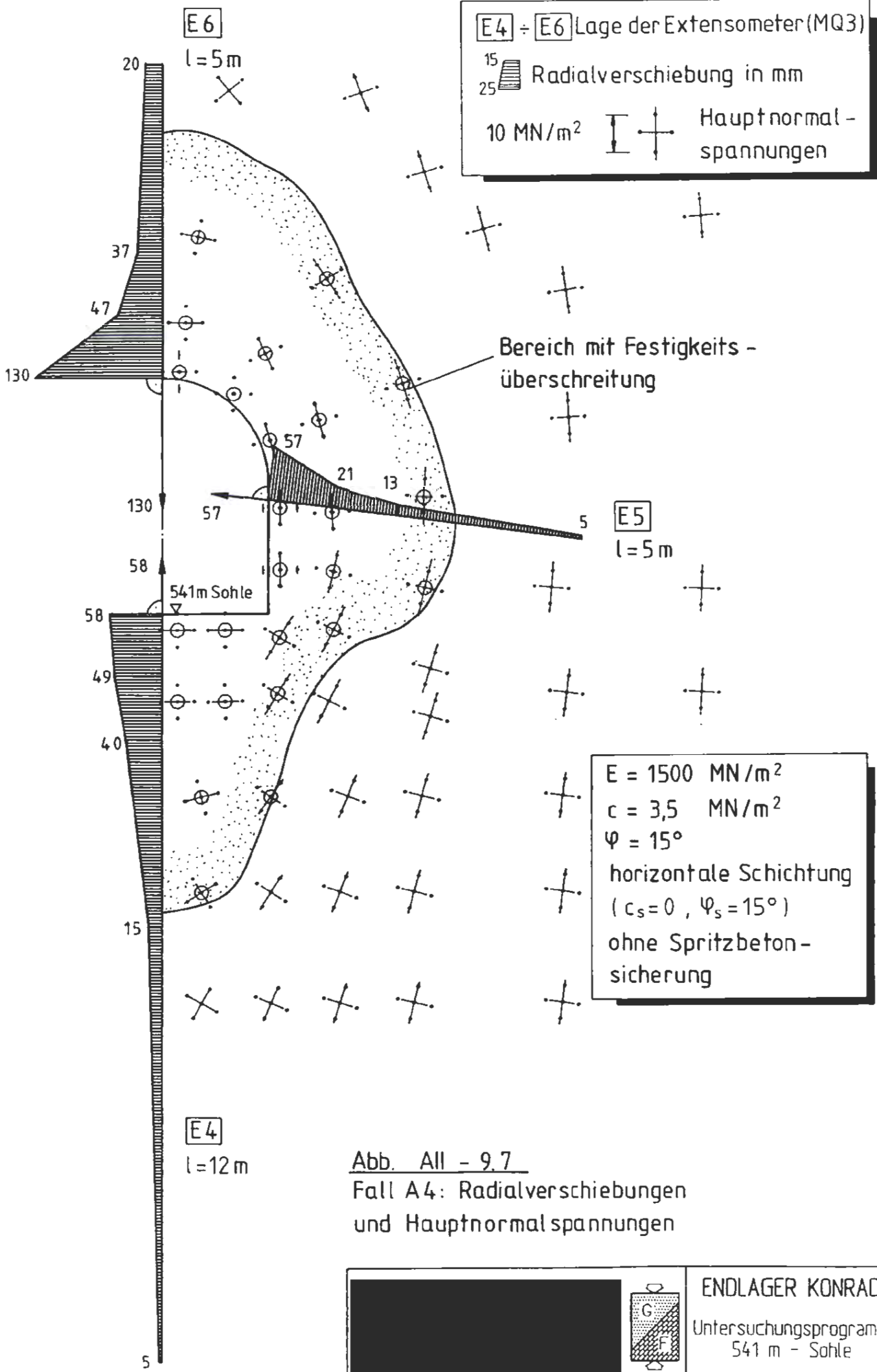
E = 2000 MN/m²
 c = 2,0 MN/m²
 φ = 15°
 horizontale Schichtung
 (c_s = 0, φ_s = 15°)
 ohne Spritzbetonsicherung

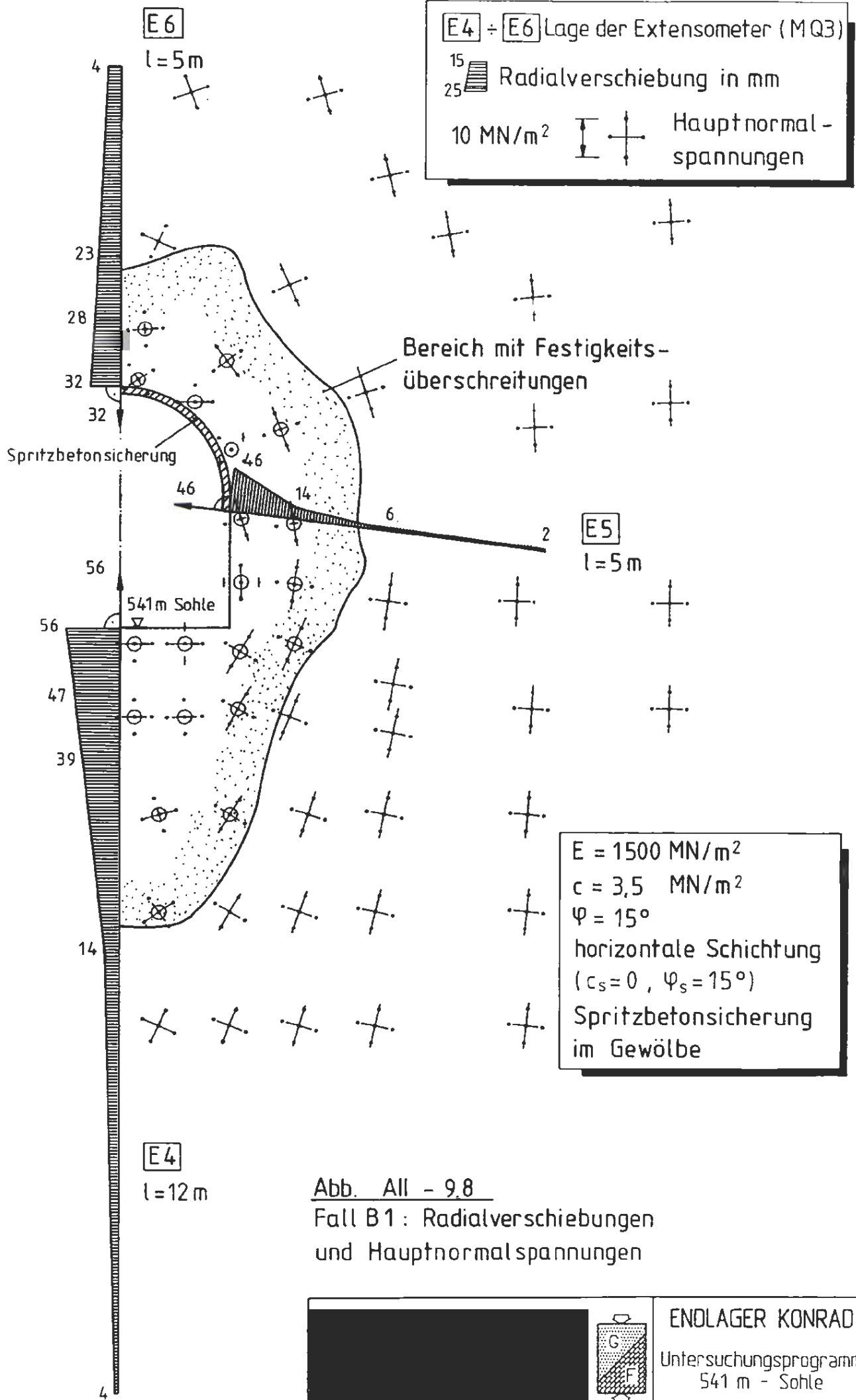
E4
 l = 12m

Abb. All - 9.6
 Fall A3 : Radialverschiebungen
 und Hauptnormalspannungen



ENDLAGER KONRAD
 Untersuchungsprogramm
 541 m - Sohle





E6

l = 5m

E4 ÷ E6 Lage der Extensometer (MQ3)

15
25 Radialverschiebung in mm

10 MN/m² Hauptnormalspannungen

Spritzbetonsicherung

Bereich mit Festigkeits-
überschreitungen

E5
l = 5m

541m Sohle

E = 1500 MN/m²
c = 3,5 MN/m²
φ = 15°
horizontale Schichtung
(c_s = 0, φ_s = 15°)
Spritzbetonsicherung
im Gewölbe

E4

l = 12m

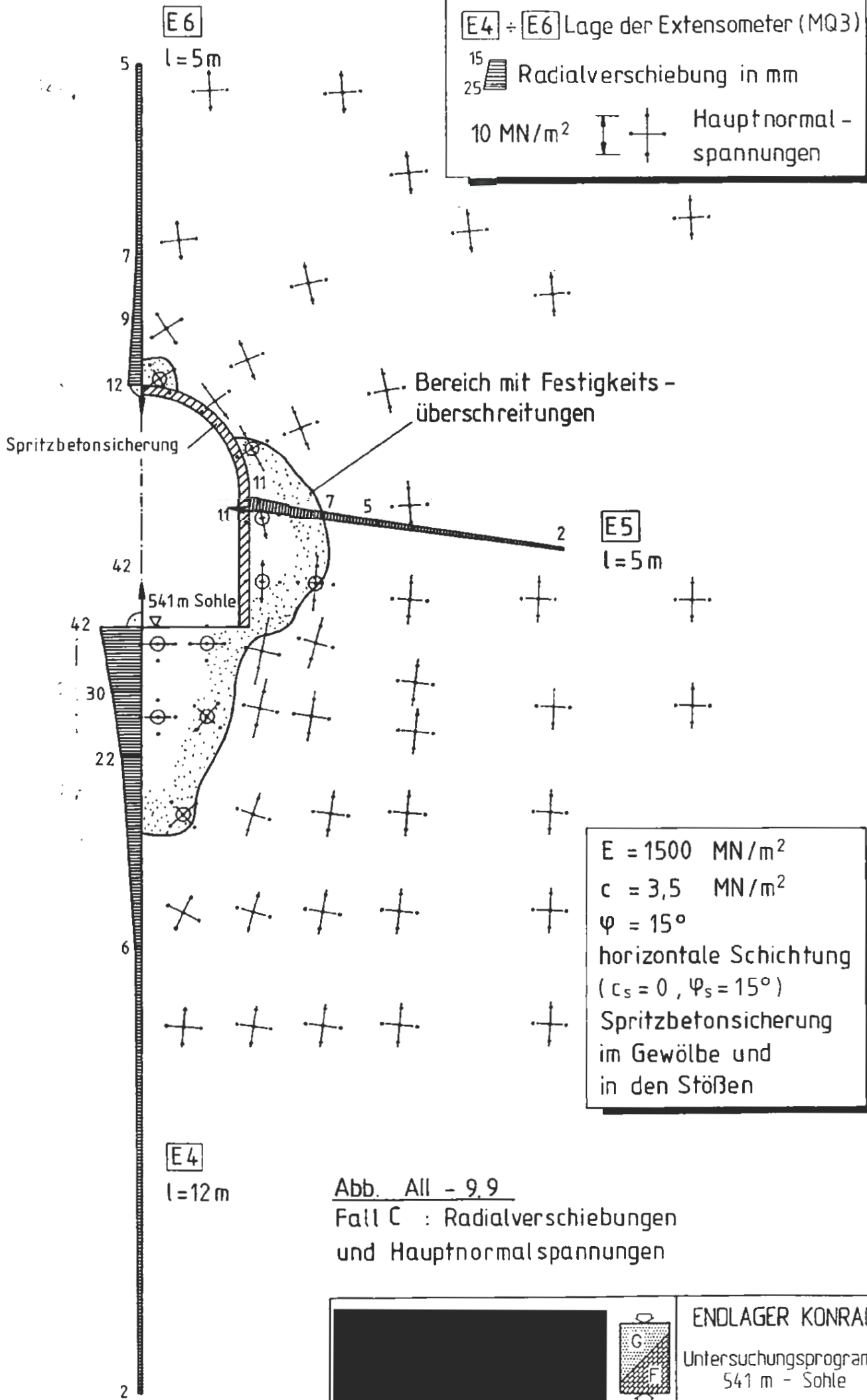
Abb. All - 9.8

Fall B1: Radialverschiebungen
und Hauptnormalspannungen



ENOLAGER KONRAD

Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle



E6

l = 5m

E4 + E6 Lage der Extensometer (MQ3)

15
25 Radialverschiebung in mm

10 MN/m² Hauptnormalspannungen

Spritzbetonsicherung

Bereich mit Festigkeits-
überschreitungen

E5

l = 5m

E = 1500 MN/m²

c = 3,5 MN/m²

φ = 15°

horizontale Schichtung

(c_s = 0, φ_s = 15°)

Spritzbetonsicherung

im Gewölbe und

in den Stößen

E4

l = 12m

Abb. All - 9.9

Fall C : Radialverschiebungen

und Hauptnormalspannungen

ENDLAGER KONRAD

Untersuchungsprogramm

541 m - Sohle

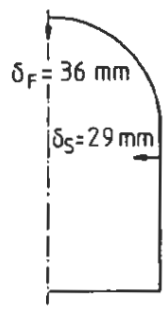
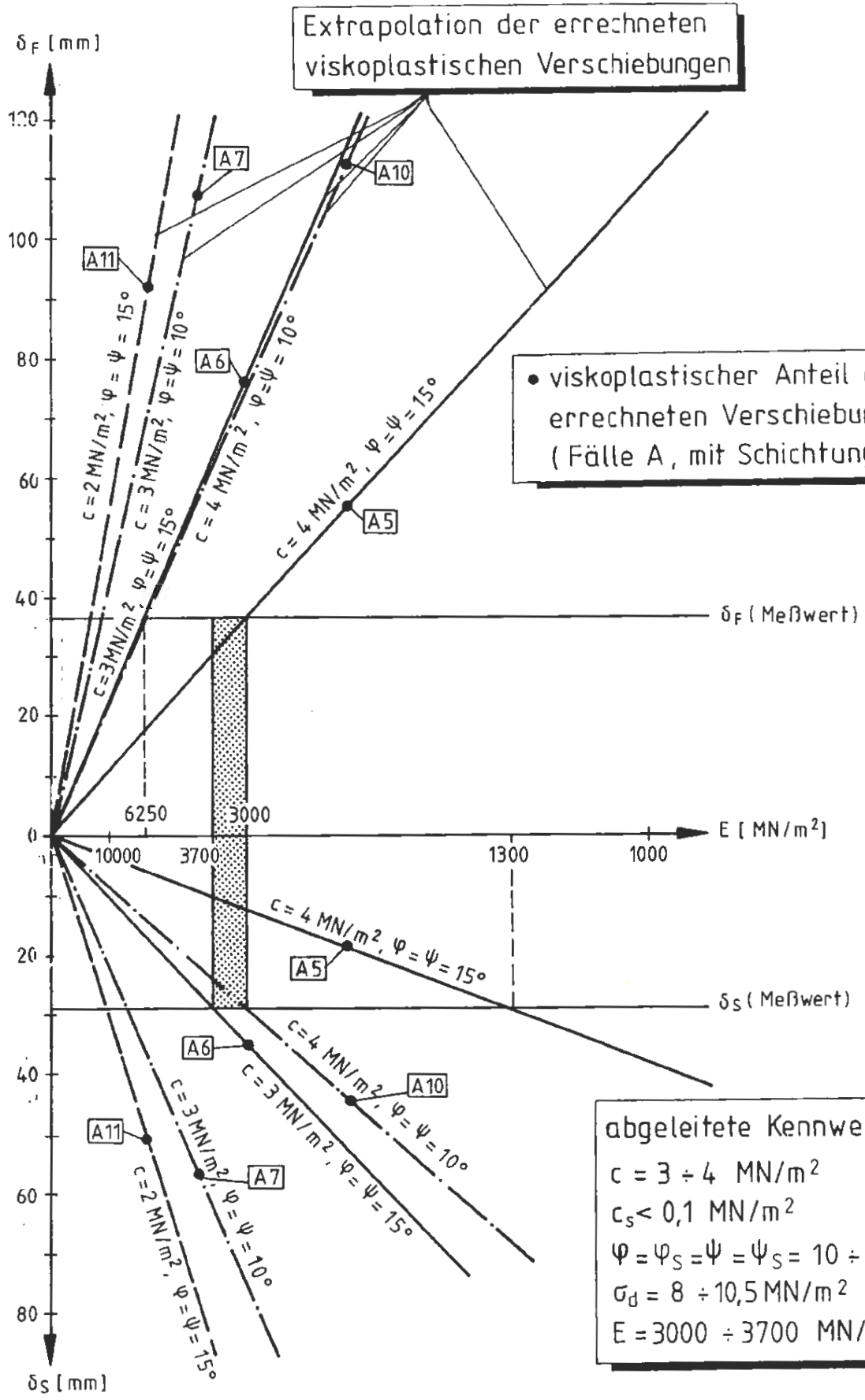


Abb. All - 9.10
 Meßquerschnitt 2 (Station 7,7 m): Interpretation der gemessenen First- und Stoßverschiebungen (Stand: 22.08.1991)



ENDLAGER KONRAD
 Untersuchungsprogramm
 541 m - Sohle

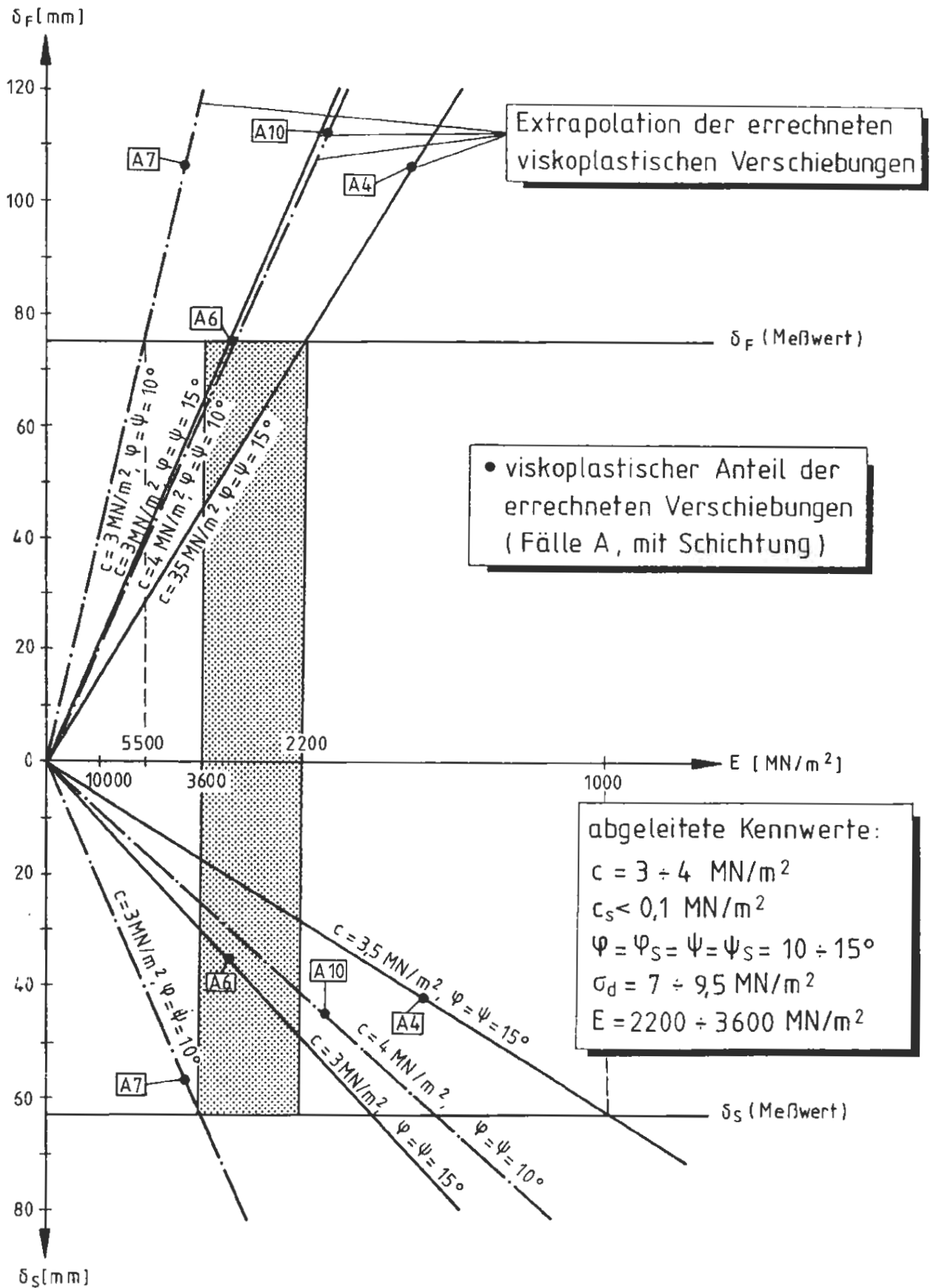
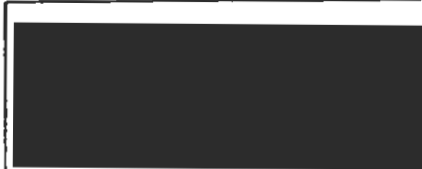
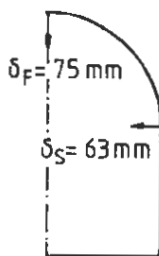


Abb. All - 9.11

Meßquerschnitt 4 (Station 30,2 m) : Interpretation der gemessenen First- und Stoßverschiebungen (Stand : 22.08.1991)



ENDLAGER KONRAD

Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle

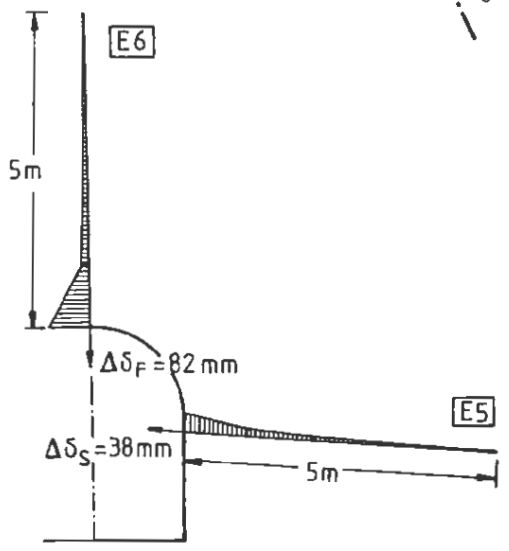
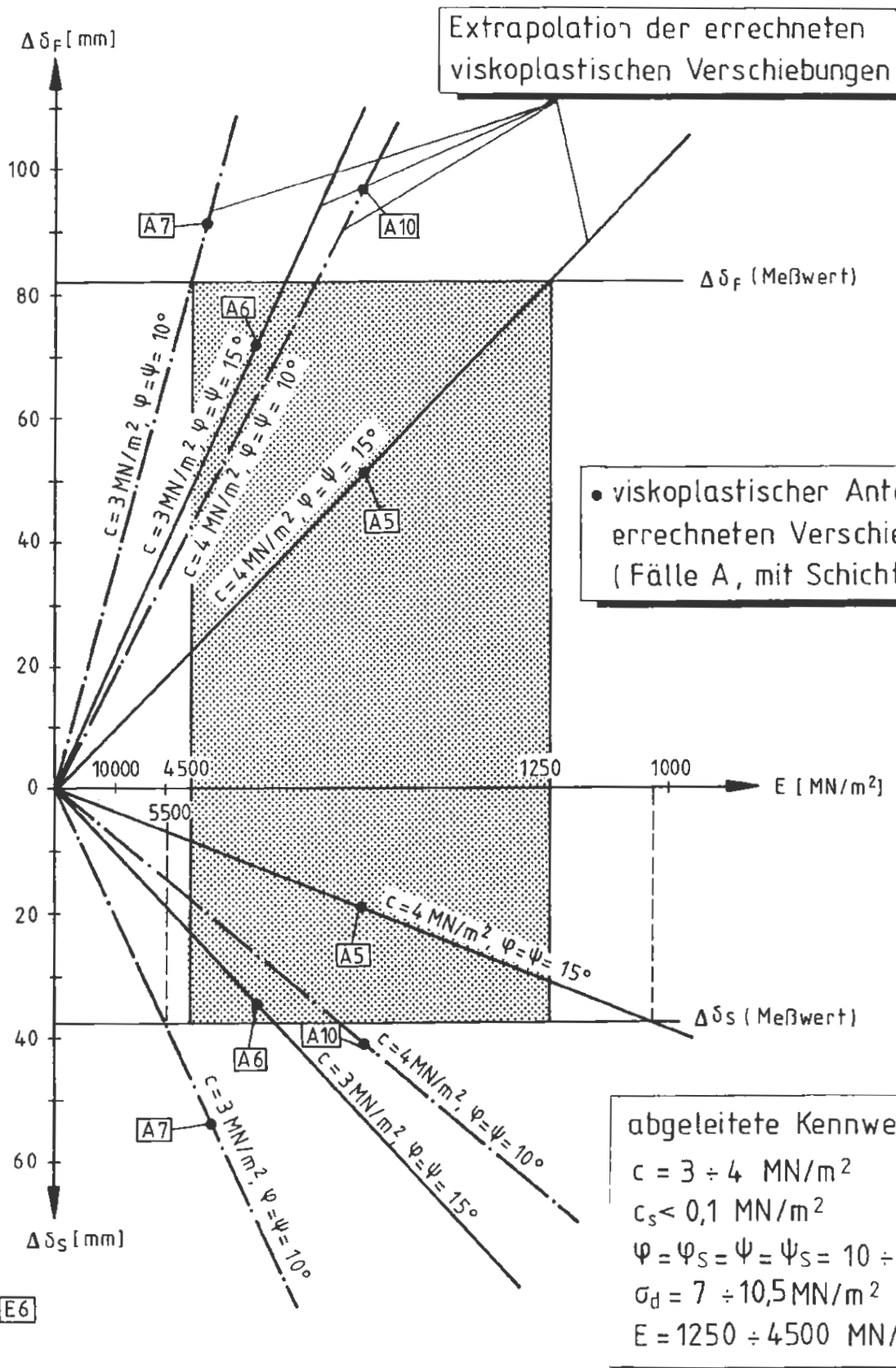



Abb. All-9.12
 Meßquerschnitt 3 (Station 20,8 m) : Interpretation gemessener Relativverschiebungen in Firste und Stoß (Stand: 22.08.1991)



ENDLAGER KONRAD
 Untersuchungsprogramm
 541 m - Sohle

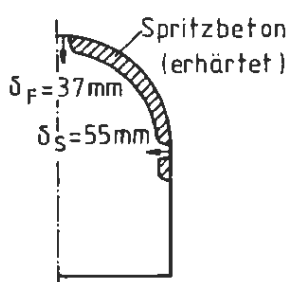
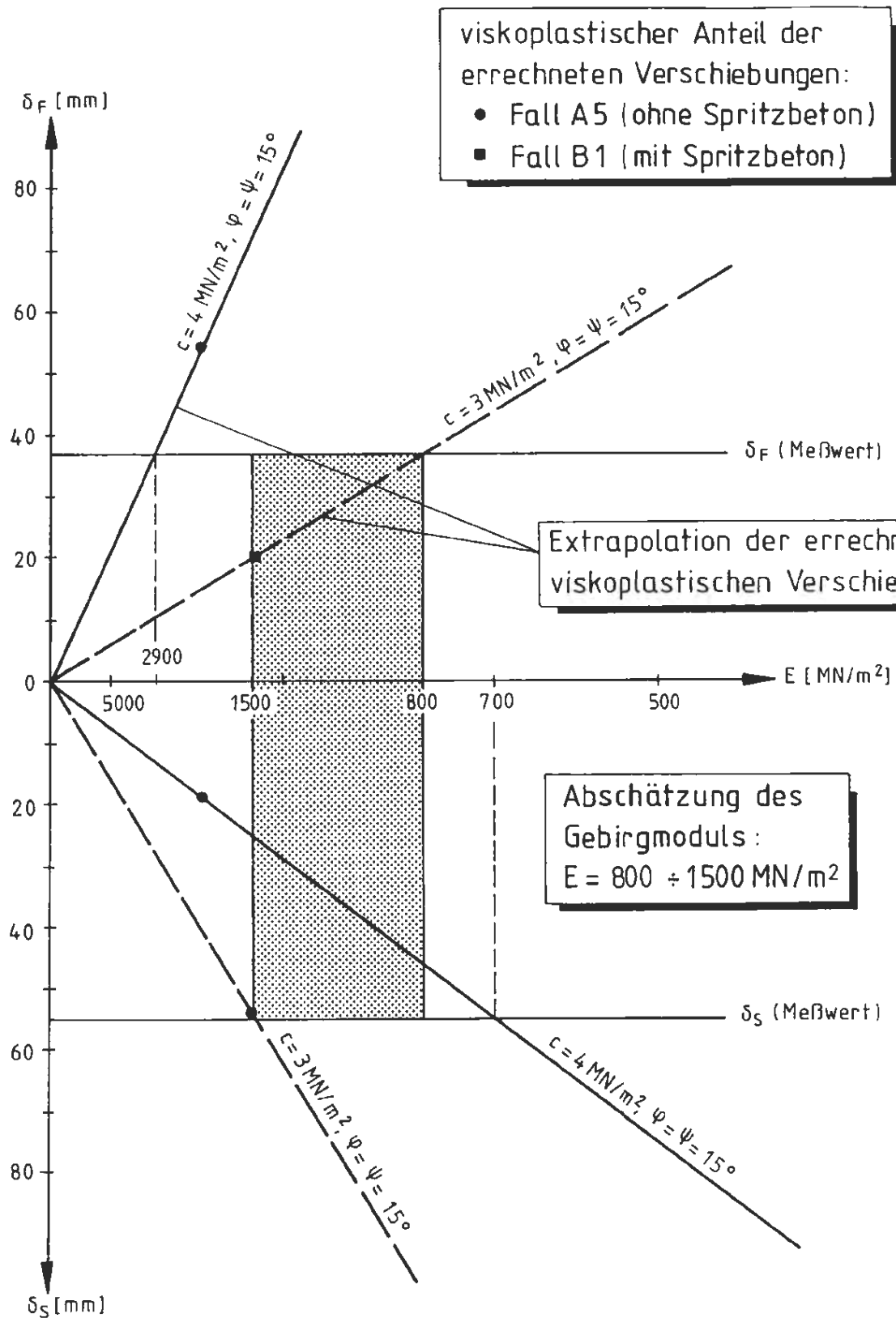
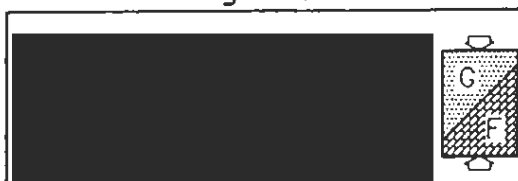


Abb. All - 9.13

Meßquerschnitt 3 (Station 19,0 m) : Interpretation der gemessenen First- und Stoßverschiebungen (Stand : 22.08.1991)



ENLAGER KONRAD

Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle

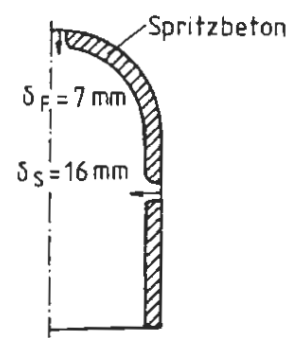
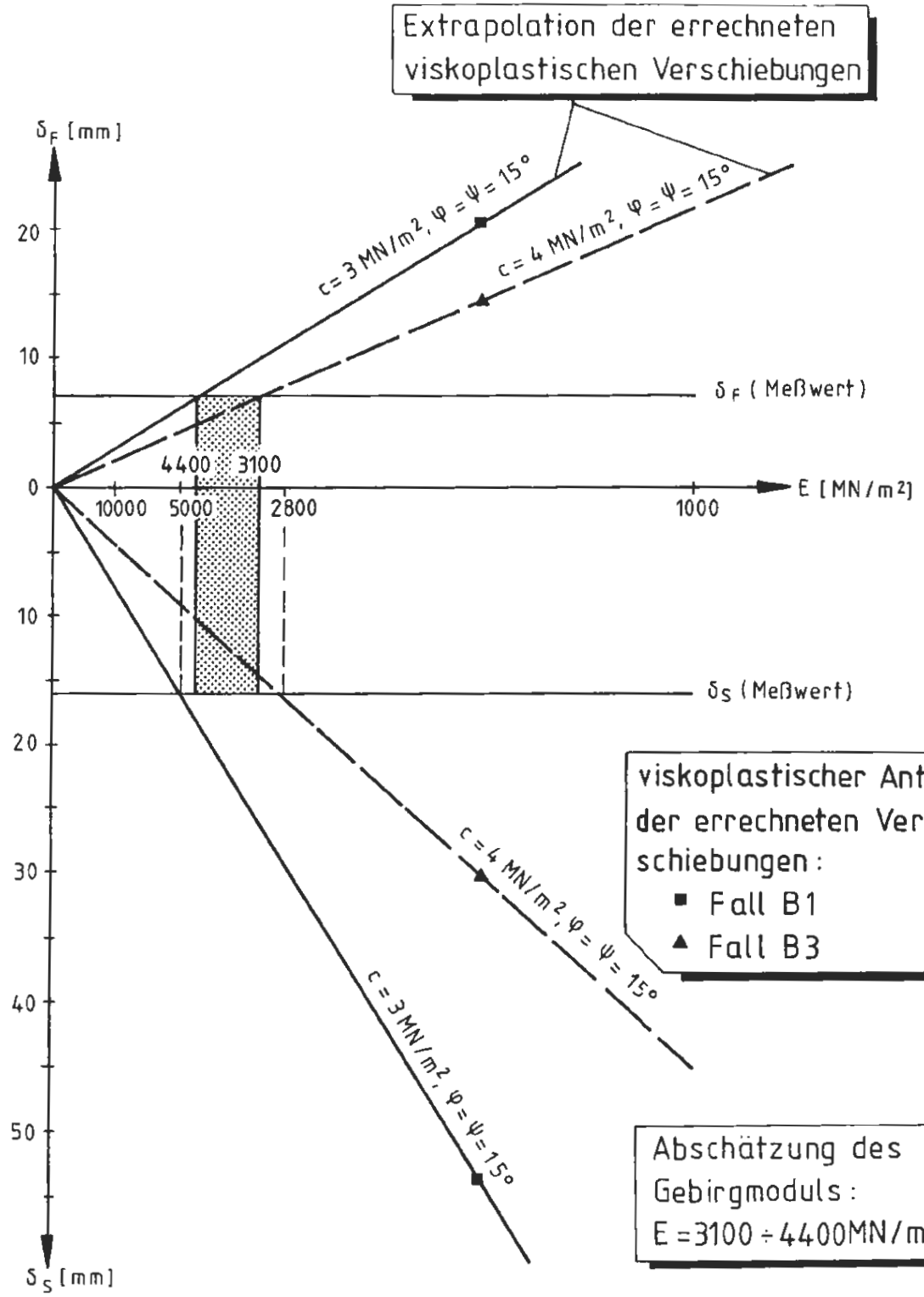
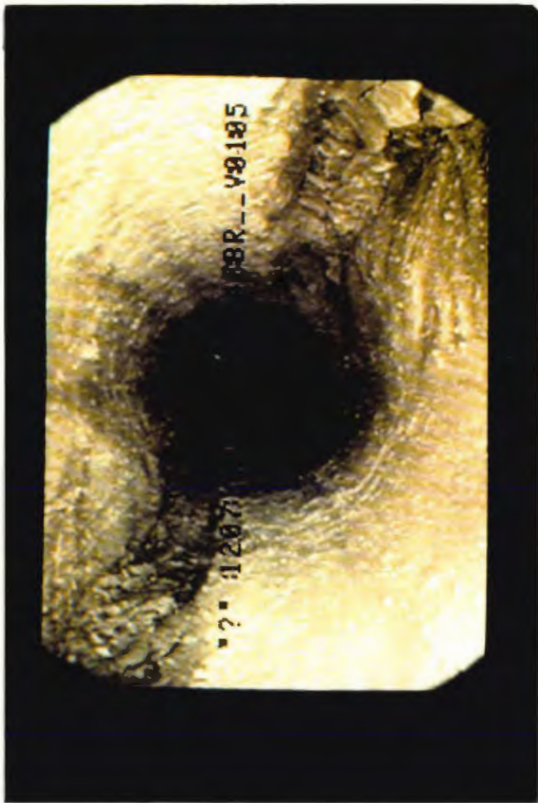


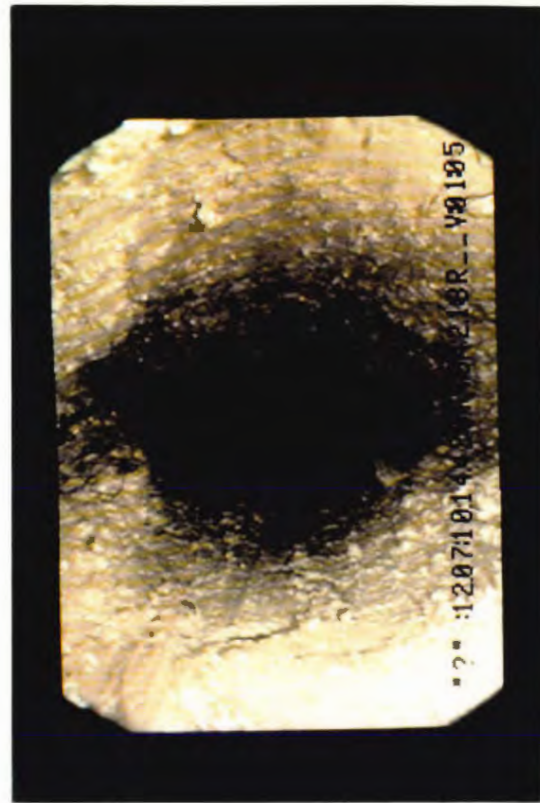
Abb. All 9.14
 Meßquerschnitt 1 (Station 1,5 m) : Interpretation der gemessenen First- und Stoßverschiebungen (Stand : 22.08.1991)



ENDLAGER KONRAD
 Untersuchungsprogramm
 541 m - Sohle



14,30 m



42,10 m



6,60 m



21,20 m

V 105, 12.07.1991

Abb. A II - 7.18

Fotos TV - Sondierung
Bohrung V 105, 12.07.1991



ENDLAGER KONRAD
Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle

Gestein

Wichte: $\gamma = 23 \div 25 \text{ kN/m}^3$

E-Modul: $E = 4000 \div 11000 \text{ MN/m}^2$

Poissonzahl: $\nu = 0,20 \div 0,45$

einaxiale Druckfestigkeit: $\sigma_d = 12 \div 25 \text{ MN/m}^2$

Kohäsion: $c = 10 \div 12 \text{ MN/m}^2$

Reibungswinkel: $\psi = 10 \div 15^\circ$

Quellparameter: $K_q^{*1} = 0 \div 10 \%$

$\sigma_{z0} = 1 \div 5 \text{ MN/m}^2$

*1) stark abhängig vom Salzgehalt des Wassers

Trennflächen

Schichtung:

mittlere Raumstellung $\alpha/\beta [^\circ]$: 180/0

Kohäsion: $c_S < 0,1 \text{ MN/m}^2$

Reibungswinkel: $\psi_S = 10 \div 15^\circ$

Zugfestigkeit: $\sigma_{tS} = 0$

Dilatanzwinkel: $\psi_S = 10 \div 15^\circ$

Klüftung:

mittlere Raumstellung $\alpha/\beta [^\circ]$:

K1	K2	K3	K4
280/60	345/60	10/65	70/60

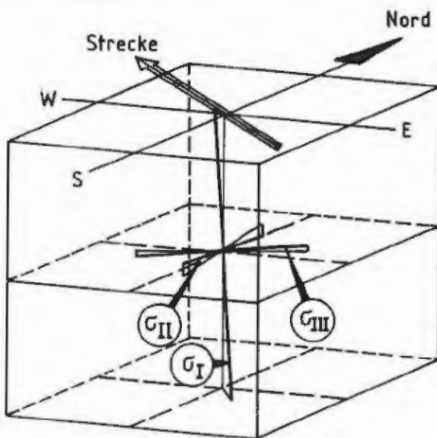
Kohäsion: $c_K \leq 3 \div 4 \text{ MN/m}^2$

Reibungswinkel: $\psi_K = 10 \div 15^\circ$

Zugfestigkeit: $\sigma_{tK} = 0$

Dilatanzwinkel: $\psi_K = 10 \div 15^\circ$

Primärspannungszustand



$$\sigma_I = \gamma \cdot H_{\bar{u}}$$

$$\sigma_{II} \approx \sigma_{III} \approx$$

$$0,6 \cdot \gamma \cdot H_{\bar{u}}$$

Gebirge

Wichte: $\gamma = 23 \div 25 \text{ kN/m}^3$

E-Modul: $E = 1500 \div 4000 \text{ MN/m}^2$

Poissonzahl: $\nu = 0,37$

Kohäsion: $c = 3 \div 4 \text{ MN/m}^2$

Reibungswinkel: $\psi = 10 \div 15^\circ$

einaxiale Druckfestigkeit: $\sigma_d = 7 \div 10,5 \text{ MN/m}^2$

Zugfestigkeit: $\sigma_t = 0$

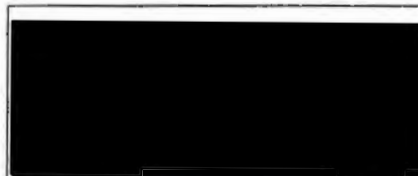
Dilatanzwinkel: $\psi = 10 \div 15^\circ$

Quellparameter: $K_q = 0 \div 10 \%$

$\sigma_{z0} = 1 \div 5 \text{ MN/m}^2$

Abb. All-11.1

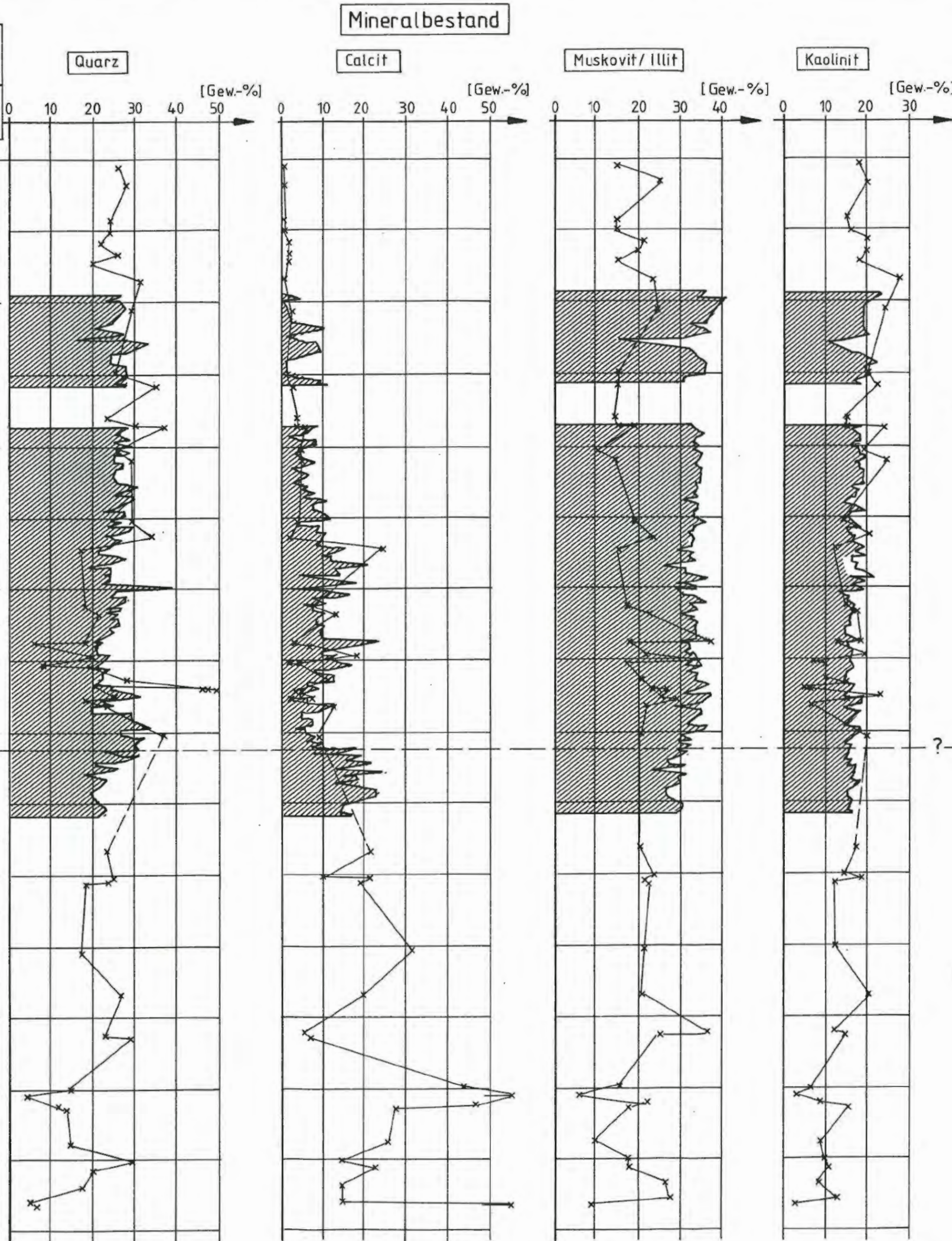
Felsmechanische Kennwerte und
Primärspannungszustand



ENLAGER KONRAD

Untersuchungsprogramm
541 m - Sohle

Bohrung Konrad 101	
Stratigraphie	Teufe [m]
Oberbarrême	480
	490
	500
Mittelbarrême	510
	520
	530
Unterbarrême	540
	550
	560
Oberhauterive	570
	580
	590
Untershauterive	610
	620
	630



Schacht Konrad 2	
Teufe [m]	Stratigraphie
500	Oberbarrême
510	
520	
530	Mittelbarrême
540	
550	
560	Unterbarrême
570	
580	
590	Oberhauterive
600	

541 m - Sohle

? - ? - ?

Proben aus Bohrungen auf der 541 m - Sohle

Proben aus Bohrung K101

Abb. All - 12.1
Mineralbestand im Barrême / Hauterive
Vergleich Bohrung K 101 mit dem
Untersuchungsbereich 541 m - Sohle